

SCHRIFTENREIHE  
GEOTECHNIK UND MARKSCHEIDEWESEN

---

ANDREA RICHWIEN  
**Untersuchungen zur Standsicherheit von  
Unterwasserböschungen aus  
nichtbindigen Bodenarten**

Heft 10/2005

---

Herausgegeben vom  
Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der TU Clausthal  
Erzstraße 18, D-38678 Clausthal-Zellerfeld, Telefon: 05323 / 72-2294

---

Richwien, Andrea: Untersuchungen zur Standsicherheit von Unterwasserböschungen aus nichtbindigen Bodenarten. In: Wissenschaftliche Schriftenreihe Geotechnik und Markscheidewesen. TU Clausthal, Heft 10, 2005.

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Energie- und Wirtschaftswissenschaften der Technischen Universität Clausthal zur Erlangung des akademischen Grads eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigten Dissertation. Tag der mündlichen Prüfung war der 17. Juni 2005.

Vorsitzender des

Prüfungsausschusses: Univ.-Prof. Dr. rer. pol. Heike Y. Schenk-Mathes

1. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer

2. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Der Druck dieses Hefts wurde aus Haushaltsmitteln des Instituts für Geotechnik und Markscheidewesen der Technischen Universität Clausthal finanziert.

Verantwortlich für die Herausgabe der Schriftenreihe: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer

© Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der Technischen Universität Clausthal

Alle Rechte vorbehalten

Bezugsnachweis: TU Clausthal  
Institut für Geotechnik und Markscheidewesen  
Erzstr. 18  
38678 Clausthal-Zellerfeld

Kontakt: Tel.: 05323/72-2294  
Fax.: 05323/72-2479  
Email: IGMCMC@tu-clausthal.de

**ISBN 3-938924-03-9**

---

## **Vorwort der Autorin**

Die vorliegende Dissertation beschreibt einen erweiterten Standsicherheitsnachweis für Abbauböschungen unter Wasser, in dem die auftretenden hydrodynamischen Belastungen aus dem Abbau, aus Wasserspiegeldifferenzen und aus Windwellen auf einfache Weise berücksichtigt werden. Grundlage ist ein Nachweis nach E DIN 4084: 2002, in den die Ergebnisse von Untersuchungen bezüglich der Porenwasserdruckreaktionen an Binnenwasserstraßen eingearbeitet wurden. Dieser Bemessungsansatz wird für den Nachweis der Standsicherheit von wasserdruckbelasteten Sand- und Kiesböschungen verwendet. Die Anregung zu dieser Arbeit entstand im Rahmen einer Fachveranstaltung zur „Standsicherheit von Unterwasserböschungen bei der Gewinnung von Sand und Kies“, die ich als Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der Technischen Universität Clausthal besucht habe.

Mein besonderer Dank gilt Herr Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer für das mir über die gesamte Zeit hinweg entgegengebrachte Vertrauen, das es mir ermöglichte, die beschriebene Aufgabenstellung weitgehend selbständig bearbeiten zu können.

Herrn Univ. Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley danke ich für die bereitwillige Übernahme des Korreferates. Ebenso danke ich Frau Prof. Dr. rer. pol. Heike Y. Schenk-Mathes für die freundliche Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Meinem Freund und Kollegen Herrn Dipl.-Ing. Axel Nernheim bin ich für die stete Gesprächsbereitschaft und die stets gute Zusammenarbeit dankbar.

Schließlich und ganz besonders möchte ich mich bei meiner Familie bedanken, die mir durch ihre tatkräftige Unterstützung und Rücksichtnahme während der gesamten Zeit sehr geholfen hat.

Clausthal, im Juni 2005

Andrea Richwien

## Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschreibt einen erweiterten Standsicherheitsnachweis für Abbauböschungen unter Wasser, in dem die auftretenden hydrodynamischen Belastungen aus dem Abbau, aus Wasserspiegeldifferenzen und aus Windwellen auf einfache Weise berücksichtigt werden. Grundlage ist ein Nachweis nach E DIN 4084: 2002, in den die Ergebnisse von Untersuchungen bezüglich der Porenwasserdruckreaktionen an Binnenwasserstraßen eingearbeitet wurden. Dieser Bemessungsansatz wird für den Nachweis der Standsicherheit von wasserdruckbelasteten Sand- und Kiesböschungen verwendet.

Mit Hilfe theoretischer Überlegungen werden die Defizite der herkömmlichen Böschungsbruchberechnungen aufgezeigt, wenn sie für den Nachweis der Standsicherheit wasserdruckbelasteter Sand- und Kiesböschungen herangezogen werden. Die Zusammenstellung und Bewertung aller Einwirkungen die im Nassabbau auftreten zeigt, dass die Böschungen in großem Maße durch hydrodynamische Einwirkungen aus dem Abbau, aus Wellen und aus Wasserspiegelschwankungen beansprucht werden. Gerade diese Einwirkungen werden aber im üblichen Nachweis nach E DIN 4084: 2002 nicht erfasst.

Um die hydrodynamischen Einwirkungen in einem Baggersee physikalisch zu beschreiben und in der Grenzzustandsgleichung nach E DIN 4084: 2002 berücksichtigen zu können, werden Untersuchungsergebnisse bezüglich der Porenwasserdruckreaktionen infolge eines schnellen Wasserspiegelabsunks an Binnenwasserstraßen genutzt.

Im Rahmen von Beispielrechnungen werden verschiedene Bruchzustände unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen untersucht und es kann gezeigt werden, dass sich die Einflüsse aus Wellen und schnellem Absunk sowohl beim Nachweis der globalen Standsicherheit als auch beim Nachweis lokaler Bruchzustände auswirken. Für lokale Bruchzustände ergibt sich aus den physikalischen Überlegungen, dass eine rechnerisch stabile Böschungsneigung nur für den Fall existiert, in dem eine Kohäsion und/oder Strukturfestigkeit des Böschungsmaterials angenommen wird. Die in der Theorie entwickelten Zusammenhänge können auch im rechnergestützten Nachweisformat mit dem Lamellenverfahren nachvollzogen werden.

Letztlich wurden die vorliegenden Untersuchungen dazu genutzt, ein einfaches, in der Praxis anwendbares Nachweiskonzept unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen und unter Berücksichtigung der Strukturfestigkeit des Böschungsmaterials zu entwickeln. Eine Optimierung der Neigung von Abbauböschungen ist somit prinzipiell möglich. Die Ergebnisse der Arbeit können weiterhin die Grundlage einer Risikobewertung sein und so weitergehende Entscheidungshilfen zur Festlegung einer optimierten Böschungsneigung für Abbautreibende und Aufsichtsbehörde geben.

## Abstract

The intention of the paper is to include the excess pore water pressure caused by hydrodynamic loads in the conventional slope stability analysis used for the design of underwater slopes in order to optimize slope angles of submerged pits in sand and gravel. The design is based on E DIN 4084: 2002 and on the results of investigations on the pore water pressure propagation in soils which have been performed at the slopes of inland waterways.

The results of the calculation show that due to the hydrodynamic impacts of operation, waves and oscillating water tables the slopes of submerged pits in sand and gravel need to be less steep.

Finally the present studies are used to develop a simple and practicable slope stability analysis in consideration of hydrodynamic loads and in consideration of stress-independent soil strength.

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung und Aufgabenstellung .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Nassabgrabungen von Sand und Kies .....</b>	<b>5</b>
2.1	Wirtschaftliche Bedeutung des Sand- und Kiesabbaus.....	5
2.2	Genehmigungspflicht.....	8
2.3	Auflagen für die Böschungsgestaltung .....	12
2.3.1	Allgemeine Anforderungen an Unterwasserböschungen .....	12
2.3.2	Erfahrungswerte für standsichere Unterwasserböschungen .....	14
2.3.3	Genehmigungsvorgaben für Unterwasserböschungen der einzelnen Bundesländer.....	17
2.4	Abbaumethoden .....	21
2.4.1	Grundlagen.....	21
2.4.2	Klassifizierung der Gewinnungsgeräte .....	22
2.4.3	Gewinnungsgeräte im Nassabbau .....	25
2.5	Einwirkungen auf die Böschungen beim Nassabbau .....	27
<b>3</b>	<b>Standicherheit von Abbauböschungen .....</b>	<b>31</b>
3.1	Standicherheit von Böschungen - Grundlagen .....	31
3.2	Versagensformen und Schadensmechanismen.....	31
3.3	Einflussparameter.....	34
3.4	Bewertung der Böschungsstandicherheit .....	37
3.5	Böschungsbruchberechnung nach DIN 4084.....	41
3.5.1	Allgemeines .....	41
3.5.2	Lamellenverfahren nach E DIN 4084 (2002) .....	42
3.6	Rechnergestützter Nachweis (GGU) .....	45
<b>4</b>	<b>Instationäre Strömungskräfte an wasserdruckbelasteten Unterwasserböschungen .....</b>	<b>48</b>
4.1	Grundlagen.....	48
4.1.1	Bodenmechanik teilgesättigter Böden .....	48
4.1.2	Beschreibung der mechanischen Wechselwirkungen .....	51
4.1.3	Wasser-Boden-Wechselwirkung in der ungesättigten Bodenzone.....	54
4.1.4	Druckdämpfung und instationäre Strömung im Boden.....	59

4.2	Berechnungsansatz nach Köhler.....	66
4.2.1	Grundlagen.....	66
4.2.2	Vereinfachter Rechenansatz nach Köhler.....	71
4.2.3	Praktische Anwendung der Bemessungsdiagramme.....	73
4.3	Ansatz instationärer Strömungskräfte beim Standsicherheitsnachweis von Abbauböschungen.....	76
4.3.1	Allgemeines.....	76
4.3.2	Parameter zur Beschreibung instationärer Porenwasserüberdrücke an Baggerseen.....	77
4.3.3	Anwendung des Rechenansatzes nach Köhler auf Abbauböschungen in Sand und Kies unter Wasser.....	85
<b>5</b>	<b>Grundlagen des Bemessungskonzepts.....</b>	<b>92</b>
5.1	Bemessungsziel.....	92
5.2	Problemdarstellung.....	92
5.2.1	Böschungstypen im Nassabbau.....	92
5.2.2	Koordinatensystem.....	93
5.2.3	Geometrie.....	94
5.2.4	Lasteinwirkungen.....	95
5.2.5	Bodenkennwerte.....	97
5.3	Annahmen und Vereinfachungen zum Berechnungsbeispiel.....	99
5.4	Bemessungsschritte.....	102
5.4.1	Allgemeines.....	102
5.4.2	Zusammenstellung der hydrodynamischen Einwirkungen.....	104
5.4.3	Bruchzustände.....	107
<b>6</b>	<b>Beispielrechnung.....</b>	<b>109</b>
6.1	Untersuchungsprogramm.....	109
6.2	Parameterstudie für Bruchzustand 1 (BZ 1).....	111
6.2.1	Allgemeines.....	111
6.2.2	Ergebniszusammenstellung für BZ 1.....	111
6.3	Bruchzustand 2 (BZ 2) und Bruchzustand 3 (BZ 3).....	112
6.3.1	Allgemeines.....	112
6.3.2	Ergebniszusammenstellung für BZ 2 und BZ 3.....	112
6.4	Ansatz einer böschungsp parallelen Strömung.....	112
<b>7</b>	<b>Analyse der Berechnungsergebnisse.....</b>	<b>114</b>
7.1	Globaler Böschungsbruch (Bruchzustand 1).....	114
7.1.1	Variation der Böschungshöhe.....	114
7.1.2	Variation der Bodenkennwerte.....	118

7.1.3	Variation der Einwirkungen.....	124
7.1.4	Kritische Bewertung der Ergebnisse (Bruchzustand 1) .....	125
7.2	Hangparalleles Versagen (Bruchzustand 2).....	126
7.2.1	Allgemeines .....	126
7.2.2	Gleichgewicht in Böschungsfallrichtung .....	129
7.2.3	Erforderliche Größenordnung von $c'_s$ .....	132
7.2.4	Strukturfestigkeit von Böden unter Wasser .....	135
7.2.5	Kritische Bewertung Bruchzustand 2.....	136
7.3	Lokales Versagen in der Wasserwechselzone (Bruchzustand 3) .....	137
7.3.1	Allgemeines .....	137
7.3.2	Vereinfachte Berechnung .....	137
7.3.3	Kritische Bewertung Bruchzustand 3.....	139
7.4	Vereinfachter Ansatz einer böschungsp parallelen Strömung.....	139
7.5	Kritische Bewertung und Vergleich der relevanten Bruchzustände.....	140
8	<b>Vorschlag für den Nachweis der Standsicherheit von Abbauböschungen in Sand und Kies unter Wasser .....</b>	<b>145</b>
9	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>153</b>
10	<b>Literatur .....</b>	<b>157</b>

## **Anhang A: Zusammenstellung der Bemessungsgrundlagen**

- A1 Übersicht über die Genehmigungspraxis einzelner Bundesländer bei der Beurteilung der Standsicherheit von Unterwasserböschungen
- A2 Grundlagen der Nassabbautechnik
- A3 b-Wert Bemessungsdiagramm für verschiedene mittlere Wassertiefen  $h_0$
- A4 Zusammenstellung der Eingangsparameter

## **Anhang B: Angaben zu den Beispielrechnungen**

- B1 Querschnitt einer Beispielböschung mit  $h = 10$  m
- B2 Eingabedaten für eine Beispielböschung mit  $h = 10$  m
- B3 Ausgabedaten für eine Beispielböschung mit  $h = 10$  m

## **Anhang C: Liste der verwendeten Parameter**

## Abkürzungen

<b>Abkürzung</b>	<b>Bedeutung</b>
ABAO	Bergbausicherheit im Bergbau über Tage. Gesetzesblatt der DDR.
ABergV	Allgemeine Bundesbergverordnung
AmtsBl. M-V	Amtsblatt für Mecklenburg-Vorpommern
AW	Außenwasser
AWSp	Außenwasserspiegel
BauGB	Baugesetzbuch
BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
BBergG	Bundesberggesetz
BNatSchG	Bundesnaturschutzgesetz
BZ	Bruchzustand
DVWK	Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.
EAK	Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke
EAU	Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“
FEM	Finite-Element-Methode
GGU	Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik
GW	Grundwasser
NLfB	Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung
NnatG	Niedersächsisches Naturschutzgesetz
NOK	Nord-Ostsee-Kanal
OLB	Oberbergamt des Landes Brandenburg
ROG	Raumordnungsgesetz
UVP	Umweltverträglichkeitsprüfung
UVPG	Umweltverträglichkeitsprüfungsgesetz
UWZ	Unterwasserzone, Unterwasserbereich
ÜWZ	Überwasserzone, Überwasserbereich
WHG	Wasserhaushaltsgesetz
WS	Wassersäule
WSp	Wasserspiegel
WWZ	Wasserwechselzone



## **Begriffsdefinitionen**

*Im Zusammenhang mit Böschungen werden im Rahmen dieser Arbeit folgende Definitionen verwendet:*

### ***Abbauböschung***

Böschung, die in einem Gewinnungsbetrieb (Trockenabbau oder Nassabbau) zum planmäßigen Abbau nutzbarer Rohstoffe hergestellt wird. Sowohl → *Arbeitsböschungen* als auch → *Endböschungen* sind Abbauböschungen.

### ***Arbeitsböschung***

Die Arbeitsböschung ist eine im gewachsenen Boden der Lagerstätte oder des Gewinnungssees langsam voranschreitende Böschung, an der die nutzbaren Rohstoffe gewonnen werden. Arbeitsböschungen stehen in der Regel nur kurzzeitig frei und verändern mit dem Abbaufortschritt ihre Lage in Richtung der Genehmigungsgrenze. Der Standsicherheitsnachweis von Arbeitsböschungen ist in erster Linie für die Gewährleistung eines reibungslosen Ablaufs der Gewinnungstätigkeit erforderlich, Böschungsneigungen sind weitgehend an die Gerätetechnik gebunden.

### ***Endböschungen***

Erreicht die Arbeitsböschung die Genehmigungsgrenzen der Lagerstätte oder des Gewinnungssees, so wird die Böschung als Endböschung bezeichnet. Für Endböschungen ist die Frage nach der Standsicherheit im Rahmen der Genehmigungsplanung und dem dauerhaften Schutz der Genehmigungsgrenzen zu beantworten. Endböschungen bleiben in der Regel längere Zeit unverändert stehen und verbleiben in der Neigung, in der sie durch die Tätigkeit des Gewinnungsgeräts ohne weitere Nacharbeiten hergestellt wurden.

### ***Rekultivierungsböschung***

Nach Einstellung des Gewinnungsbetriebs wird eine endgültige Ausgestaltung der Endböschungen an den Abbaugrenzen für die Folgenutzung vorgenommen. Diese Böschungen werden entweder direkt aus dem gewachsenen Material modelliert oder durch nachträgliche Materialaufschüttung den Anforderungen an Sicherheit und Folgenutzung angepasst. Ziel ist es, die ökologischen Voraussetzungen für eine land- oder forstwirtschaftliche Nutzung wiederherzustellen. Rekultivierungsböschungen werden im Rahmen landschaftsplanerischer und landschaftsgestalterischer Aufgaben erstellt.

Anmerkung: in der einschlägigen Literatur werden Rekultivierungsböschungen häufig auch als Endböschungen bezeichnet.

### ***Überwasserböschung***

Der Teil der im Nassabbau erstellten → *Abbauböschung*, der oberhalb des Wasserspiegels liegt.

### ***Unterwasserböschung***

Der Teil der im Nassabbau erstellten → *Abbauböschung*, der unterhalb des Wasserspiegels liegt.



## 1 Einführung und Aufgabenstellung

Kies und Sand sind in Deutschland mengenmäßig die wichtigsten oberflächennah abgebauten Rohstoffe. Hauptabnehmer ist die Bauindustrie, die wesentlich von der verbrauchernahen Verfügbarkeit von Sand und Kies abhängig ist. In Deutschland ist der Abbau der Vorkommen bereits weit fortgeschritten und durch die verbindliche Ausweisung ökologischer Schutzgebiete wird die Erschließung neuer Lagerstätten erschwert und vielfach verhindert. Aufgrund konkurrierender Raumnutzungsansprüche müssen so auch Vorkommen abgebaut werden, die ungünstige geologische und hydrologische Eigenschaften aufweisen. Die Materialgewinnung im Trockenabbau kommt in den verbleibenden Abbaubereichen vielfach nicht in Frage, so dass der Abbau unterhalb des Grundwasserspiegels erfolgen muss. Nachteilig beim Nassabbau sind jedoch die großen Ausbeuteverluste, die sich im Sohl- und Böschungsbereich der Lagerstätte ergeben. Im Sinne von Rohstoffsicherung und Ressourcenschonung und natürlich auch im Sinne einer Maximierung des Ausbeutegrads wird eine möglichst vollständige Auskiesung des Abbaus angestrebt. Um dieses Ziel zu erreichen, bemüht man sich um die Auswahl und die Entwicklung geeigneter Abbaugeräte. Es werden vermehrt Abbaukontrollanlagen eingesetzt und die Abbaustrategien werden detailliert geplant (Köbke, 2002).

Jeder Abbau von Sand und Kies unterliegt der Genehmigungspflicht durch eine Aufsichtsbehörde. Im Rahmen des Genehmigungsverfahrens müssen so auch bautechnische Unterlagen nach den jeweiligen Landesbauordnungen für die baulichen und betrieblichen Einrichtungen erstellt werden. Zu den baulichen Einrichtungen gehören u.a. die Endböschungen des Abbaus.

In der Vergangenheit wurde im Genehmigungsverfahren die Neigung der Unterwasserböschungen auf der Grundlage von Erfahrungswerten festgelegt. Solche Erfahrungswerte für Böschungen von Baggerseen sind u.a. bei Floss (1997) zu finden. Danach liegt die Neigung einer standsicheren Unterwasserböschung für Kies bei 1:2, für Grobsand zwischen 1:3 und 1:4 und für Mittel- und Feinsand sogar nur zwischen 1:5 und 1:8. Nachdem es in der Vergangenheit bei der Nassgewinnung jedoch vermehrt zu Schadensfällen an Endböschungen gekommen ist, fordern die Aufsichtsbehörden Standsicherheitsnachweise für Unterwasserböschungen im Sand- und Kiesabbau.

Beim Nachweis der Standsicherheit von Unterwasserböschungen folgt man in der derzeitigen Genehmigungspraxis der Vorstellung, dass der Abbau von Sand und Kies unter Wasser nicht ohne beträchtliche Störung des Lagerstättenmaterials erfolgen kann. Die Böschungen, die sich beim Abbau ergeben, können zwar vorübergehend relativ steil sein, sie sind mit

dieser Steilheit aber unter der vorstehenden Annahme nicht dauerhaft standsicher. Bereits kleinste Störungen können zu einer Umlagerung des Bodens führen und es stellt sich ein Böschungswinkel ein, der sehr viel flacher ist als der Böschungswinkel der Abbauböschung. Eine analytische Beschreibung dieser Umlagerungsvorgänge ist jedoch zurzeit nicht möglich. Um die Gefahr der Bodenumlagerung in den Standsicherheitsnachweisen aber dennoch zu berücksichtigen, verlangen einige Genehmigungsbehörden beim rechnerischen Nachweis für die Endböschung den Ansatz einer Strömungskraft parallel zur Böschungsoberfläche (Meyer und Fritz, 2001). Dies hat jedoch eine enorme Auswirkung auf den Neigungswinkel der rechnerisch standsicheren Böschung. Für einen lockeren nichtbindigen Boden entspricht die natürliche Böschungsneigung etwa dem Winkel der inneren Reibung des Böschungsmaterials. Setzt man in der Berechnung aber eine böschungsparelle Strömung an, so verringert sich der zulässige Böschungswinkel etwa auf den halben Reibungswinkel. Soll eine Unterwasserböschung also den so definierten Standsicherheitsanforderungen genügen, muss sie relativ flach ausgebildet werden.

Der Sand- und Kiesindustrie kommt es aber darauf an, den Ausbeutegrad der Lagerstätten zu maximieren. Grund sind nicht allein wirtschaftliche Interessen. Auch die zunehmende Erschwernis bei der Genehmigung neuer Gewinnungsflächen macht die Optimierung des Ausbeutegrads einer Lagerstätte erforderlich. Trotz des Mangels an geeigneten Abbauflächen besteht nämlich auch die gesellschaftliche Forderung, den Bedarf an Sand und Kies weiterhin verbrauchernah sicherzustellen.

Damit gibt es also einen Konflikt zwischen Standsicherheitsüberlegungen einerseits und wirtschaftlichen sowie gesellschaftspolitischen Ansprüchen andererseits. Die Erfahrung, dass Unterwasserböschungen in Sand und Kies oft dauerhaft deutlich steiler sind als mit dem geforderten Ansatz berechnet, trägt nicht zur Lösung dieses Konflikts bei, da die offenkundig vorhandenen Standsicherheitsreserven nicht quantifiziert werden können.

Dieser Konflikt wird dadurch verstärkt, dass im Rahmen der erteilten Genehmigungen zu angrenzenden Grundstücken und Anlagen Sicherheitsabstände eingehalten werden müssen: zu Nachbargrundstücken und Wegen mindestens 5 m, und zu öffentlichen Straßen, Bahnlinien, Fernleitungen, Gebäuden und sonstigen baulichen Anlagen mindestens 20 m (Bundesverband Steine und Erden, 1997). Dieser Sicherheitsabstand liegt innerhalb der Genehmigungsgrenze der Lagerstätte und darf auch durch natürliche Umlagerungsvorgänge an der Abbauböschung nicht beeinträchtigt werden. Damit kann ein relativ großer Randbereich des Abbaus nicht genutzt werden, im Böschungsbereich verbleiben große Mengen der nutzbaren Rohstoffe. Das ist wirtschaftlich unbefriedigend und nicht im Interesse der gesellschaftspolitisch geforderten Ressourcenschonung.

Dass die Abbauverluste an den Abbauböschungen keinesfalls gering sind, soll am Beispiel einer Musterlagerstätte von 10 ha Fläche und einer Mächtigkeit von 20 m gezeigt werden (Abb. 1.1). Aus dieser Lagerstätte können rechnerisch insgesamt 2 Mio. m<sup>3</sup> Rohstoffe abgebaut werden. Die Neigung der Böschungen bestimmt jedoch die Abbauverluste. Bei einer Böschungsneigung von 1: 2 ergibt sich ein Abbauverlust von rd. 23%, wird die Böschung aber mit einer Neigung von 1: 5 ausgeführt, so verbleibt bei einem Abbauverlust von rd. 45% nahezu die doppelte Menge an Rohstoffen in den Böschungen. Berücksichtigt man zusätzlich, dass ein Baggersee infolge des Zuschnitts der Flurgrundstücke selten eine optimale geometrische Form aufweist, ergeben sich über die Böschungslänge noch weit größere Abbauverluste.

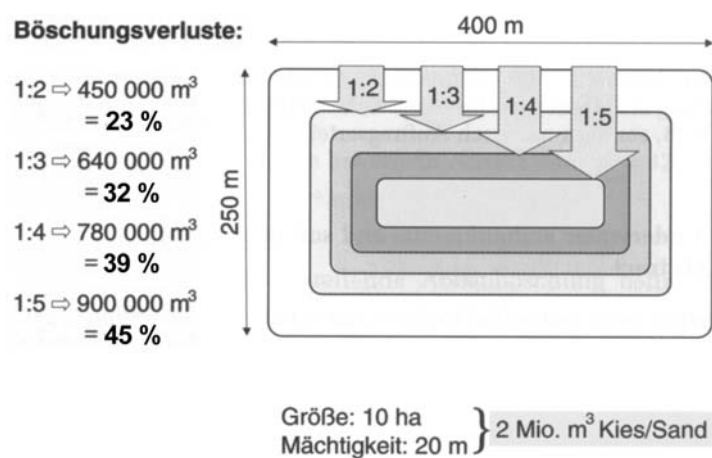


Abb. 1.1: Abbauverluste in Abhängigkeit von der Böschungsneigung (aus: Langer und Voss, 2001)

Aus den vorstehend geschilderten Zusammenhängen zeigt sich deutlich der Konflikt, in dem sich Aufsichtsbehörden und Abbautreibende befinden. Die Frage nach Rohstoffsicherung und Wirtschaftlichkeit oder geotechnischer Standsicherheit muss eigentlich immer zugunsten der Standsicherheit entschieden werden. Wirtschaftlichkeit, Rohstoffsicherung und Ressourcenschonung kommen zu kurz, wenn in den geforderten Nachweisen zu große Sicherheiten versteckt sind.

Zur Beilegung dieses Konflikts wird ein Nachweis der Standsicherheit benötigt, der den besonderen Bedingungen des Abbaus gerecht wird und vor allem auch die Art des Abbaus mit einbezieht. Im Ergebnis sollten die Endböschungen im Sand- und Kiesabbau so steil wie möglich standsicher nachgewiesen werden können. Damit wäre auch sichergestellt, dass das Ergebnis rechnerischer Nachweise den Erfahrungen entspricht und somit von beiden Seiten akzeptiert werden kann. Der Neigungswinkel einer solchen optimalen Böschung wird in erster Linie durch das Lagerstättenmaterial und die Einwirkungen bestimmt, aber auch das

jeweils erwünschte Sicherheitsniveau muss berücksichtigt werden. So muss die Böschung an einer viel befahrenen Autobahn sicherer sein, als die an einem angrenzenden Acker.

Die vorliegende Arbeit hat das Ziel, einen Nachweis für die Standsicherheit von Endböschungen in Sand und Kies unter Wasser zu entwickeln, der geeignet ist, beiden Aspekten, Standsicherheit einerseits und Wirtschaftlichkeit sowie Ressourcenschonung andererseits, angemessen Rechnung zu tragen. Dazu beschäftigt sich die vorliegende Arbeit zunächst mit der Analyse des Gesamtsystems der in diesem Fall auch als Unterwasserböschung bezeichneten Abbauböschung. Einwirkungen und Widerstände werden für den spezifischen Fall der Unterwasserböschung definiert und quantifiziert. Ein wesentlicher Aspekt der Arbeit ist die Berücksichtigung von Strömungsvorgängen und von daraus abgeleiteten Strömungskräften. Damit ist es möglich, die Einwirkungen aus dem Abbau realitätsnäher zu erfassen als mit dem Ansatz einer böschungsp parallelen Strömung. Zum Nachweis der Standsicherheit soll das Format nach DIN 4084 auch weiterhin beibehalten werden; allerdings werden die Einwirkungen aus dem Abbauvorgang in den Nachweis mit einbezogen.

## **2 Nassabgrabungen von Sand und Kies**

### **2.1 Wirtschaftliche Bedeutung des Sand- und Kiesabbaus**

Aufgrund geologischer Gegebenheiten sind Kies und Sand in Deutschland ungleichmäßig verteilt. Im Verlauf vieler Millionen Jahre sorgten Wind, Eis und Wasser für Verwitterung und Erosion des freiliegenden Festgesteins. Im Laufe der Zeit entstand so kleinstückiger Hangschutt und Geröll. Gletschereis und Wasser bringen das Material talwärts, und auf dem Transportweg vom Gebirge zum Meer wird das Einzelkorn je nach Festigkeit des Gesteins weiter zerkleinert und immer mehr abgerundet. Als Folge dieser geologischen Prozesse entstehen Sedimente, wobei Kies (Korngröße  $> 2 \text{ mm}$ ) und Sand (Korngröße  $< 2 \text{ mm}$ ) Korngrößenbezeichnungen sind. Wenn die Geschwindigkeit von Wind oder Wasser so gering ist, dass das Einzelkorn nicht mehr mitgenommen wird, kommt es zu Ablagerungen. Abbauwürdige Anreicherungen von Sand und Kies nennt man Sand- oder Kieslagerstätten. Infolge ihrer Entstehung liegen diese Lagerstätten meist in marinen Becken, in Flussgebieten, Sümpfen und Seen (Koenigler, 1989). Sande und Kiese sind standortgebundene, einmalige und mittelfristig nicht austauschbare natürliche Ressourcen, die nur dort gewonnen werden können, wo sie von Natur aus in ausreichender Menge und Qualität vorkommen.

Abgesehen von wenigen Ausnahmen entstanden die Sand- und Kiesvorkommen in Deutschland im Quartär. Moränenablagerungen südlich der Donau und im norddeutschen Tiefland gehören ebenso zu den bedeutenden Kies- und Sandlagerstätten wie die eiszeitlich fluviatilen Sedimente entlang der großen Flüsse und ihrer Nebenflüsse. Abb. 2.1 zeigt eine Darstellung der wichtigsten Lagerstätten in Deutschland. Dazu gehören das Alpenvorland, Brandenburg, Mecklenburg-Vorpommern, das Niederrheinische Tiefland, große Teile Niedersachsens, der Oberrheingraben und Teile Schleswig-Holsteins (Richwien et al., 2002).

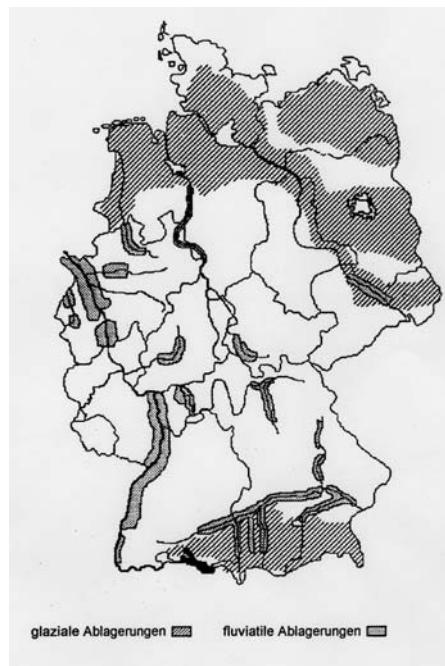
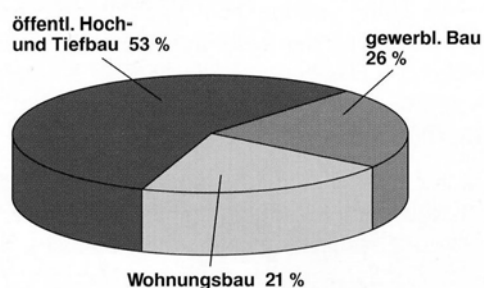


Abb. 2.1: Sand und Kieslagerstätten in Deutschland (aus: Koensler, 1989)

Im Jahr 2001 lag die Produktion an Kiesen und Sanden bei 324,2 Mill. t: Das entspricht einem Pro-Kopf-Verbrauch von 3,93 t (Brauns und Pahl, 2002). Bei diesen Zahlen ist zu berücksichtigen, dass infolge der aktuellen Haushaltslage von Bund, Ländern und Gemeinden der tatsächliche Bedarf an Sand und Kies um etwa 60 - 70 Mio. t höher liegt, als die derzeitige Nachfrage (Kies- und Sand-Kompass, 2002).

### Verwendung von Kies und Sand in Deutschland – rd. 324 Mio. t je Jahr (2001) –

Kies und Sand werden zu fast 53 % von der öffentlichen Hand im Hoch- und Tiefbau verwendet.



#### öffentl. Verwender im Hochbau

- Verwaltungsgebäude
- Krankenhäuser
- Schulen
- Schwimmbäder
- Universitäten
- Pflegeheime
- Wohnheime
- Museen
- Sporthallen/Arenen
- Sportstadien
- Sakralbauten
- Kindergärten
- Spielplätze
- Fernsehantennen

#### öffentl. Verwender im Tiefbau

- Brücken
- Kläranlagen
- Kanalbau
- Tunnel
- Talsperren, Staudämme
- im Straßenbau
  - Autobahnen
  - Bundesstraßen
  - Landstraßen
  - Kreisstraßen
  - Gemeindestraßen
  - Fußgängerzonen
- Eisenbahnbau
- Flugplatzbau
- Straßenbahn- u. U-Bahnbau

#### gewerbl. Bau

- Bürogebäude
- Kaufhäuser
- Parkhäuser
- Fernsehtürme
- Kinos
- Hotels
- Hallen
- Werkstattgebäude
- Stallungen
- Kraftwerke
- Freizeitanlagen
- Reitplätze
- Golfplätze

#### Wohnungsbau

- Fundamente
- Keller
- Decken
- Wände
- Dächer
- Treppen
- Garagen
- Garten- u. Landschaftsbau

Abb. 2.2: Verwendung von Kies und Sand in Deutschland (aus: Kies- und Sandkompass, 2002)



Abb. 2.2 gibt einen Überblick über die Vielzahl der Bauvorhaben, für die Sande und Kiese alleine in der Bauindustrie verwendet werden. Die Bedeutung der Kies- und Sandindustrie im Vergleich mit anderen Rohstoffen geht aus Abb. 2.3 hervor. Nach Angaben des Bundesverbandes der Deutschen Kies- und Sandindustrie verbraucht jeder Bundesbürger im Verlauf von 70 Lebensjahren rund 324 t Sand und Kies; das ist ein Vielfaches anderer Rohstoffe.

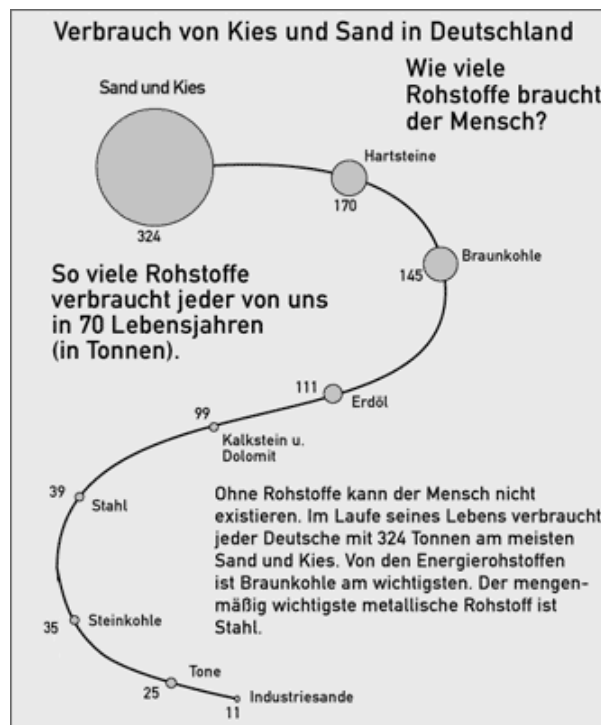


Abb. 2.3: Verbrauch von Kies und Sand in Deutschland (aus: Brauns und Pahl, 2002)

Die Kies- und Sandindustrie ist in Deutschland mit fast 1600 Unternehmen, von denen über 3000 Sand- und Kiesabgrabungsstellen betrieben werden, klein- bis mittelständisch organisiert. Etwa 56% der Gesamtproduktion werden in Nordrhein-Westfalen, Bayern und Baden-Württemberg abgebaut. Damit hat die Sand- und Kiesindustrie einen nicht unerheblichen Anteil am Arbeitsmarkt. Vor allem im strukturschwachen ländlichen Raum spielt die Sand- und Kiesgewinnung mit direkt und indirekt fast 66.000 Arbeitsplätzen eine nicht unerhebliche Rolle. Hinzu kommt, dass die räumliche Nähe zu den Lagerstätten von Kies und Sand ein bedeutender Faktor für die Standortwahl der weiterverarbeitenden Baustoffindustrien ist (Brauns und Pahl, 2002).

Die Vorkommen Deutschlands an Sand- und Kieslagerstätten könnten die Versorgung für mehr als 600 Jahre bei derzeitigem Verbrauch sicherstellen. Jedoch steht dem Abbau nur etwa ein Drittel dieser Vorkommen zur Verfügung, da die restlichen zwei Drittel aufgrund konkurrierender Nutzungsansprüche (z.B. Siedlungsausdehnung, Infrastrukturerweiterungen, Grundwasser- und Landschaftsschutz) nicht für die Rohstoffgewinnung genutzt werden

können. Die Folge ist eine Verknappungstendenz, Kiese und Sande müssen immer mehr auf Flächen mit ungünstigen hydraulischen und geologischen Eigenschaften abgebaut werden. Um dieser Tendenz entgegenzuwirken, wird bei der Gewinnung von Kiesen und Sanden eine verlustarme und umfassende Nutzung der vorhandenen Lagerstättenvorräte angestrebt (Richwien et al., 2002).

In Kies- und Sandgruben wird der Rohstoff in der Regel durch Abtragen gewonnen. Der Abbau erfolgt im Trocken- oder Nassabbau. Beim Trockenabbau wird der Rohstoff oberhalb des Grundwassers abgebaut (ausgekiest). Etwa 70% des Gesamtabbaus erfolgt allerdings im Nassabbau. Dabei wird das Material unterhalb des Grundwassers abgebaggert. Bereits wenn das Gewinnungsgerät im Wasser arbeitet, spricht man vom Nassabbau. In den meisten Fällen handelt es sich beim Nassabbau jedoch um die Gewinnung mit schwimmendem Gerät. In beiden Fällen wird Rohkies gewonnen, der in einem Aufbereitungsprozess in die verschiedenen Körnungen separiert wird. In der Abbaupraxis werden in einem Abbaufeld unterschiedliche Gewinnungsgeräte eingesetzt. In einer noch nicht erschlossenen (unverritzten) Lagerstätte können nämlich die Rohstoffe sowohl oberhalb als auch unterhalb des Grundwassers liegen. In diesem Fall erfolgt zunächst der Abbau im Trockenen und anschließend die Nassgewinnung des Materials (Köbke, 2000).

Die Sand- und Kiesindustrie verfolgt seit vielen Jahrzehnten das Ziel, den ökonomisch notwendigen Rohstoffabbau mit einer möglichst gering zu haltenden Belastung der Landschaft zu kombinieren. Jede Sand- und Kiesabgrabung untersteht daher der Genehmigungspflicht. Die Abbauflächen werden nicht auf Dauer genutzt, sondern nur während der Abgrabung. Anschließend werden sie nach der gesetzlich vorgeschriebenen Wiederherrichtung der Natur zurückgegeben, so dass in vielen Bundesländern im Laufe der Zeit große Naturschutzflächen im Bereich ehemaliger Kies- und Sandgruben entstanden sind.

## **2.2 Genehmigungspflicht**

Bei der oberirdischen Gewinnung von Bodenschätzen werden die unterschiedlichsten Interessen und öffentlichen Belange angesprochen. Das volkswirtschaftliche Interesse an einer gesicherten Rohstoffversorgung und das unternehmerische Interesse an einer gesicherten Existenz sind ebenso zu berücksichtigen wie Umweltgesichtspunkte, denn Kies- und Sandgruben stellen immer einen Eingriff in die Natur dar und betreffen den Natur- und Landschaftsschutz ebenso wie den Grundwasserschutz oder die Forstwirtschaft. Zur rechtlichen Regelung dieser Problematik sind Abgrabungen zu genehmigen.

Je nach Rohstoff, Art und Ort der Gewinnung lassen sich verschiedene Typen der Genehmigungspflicht unterscheiden. Beispielsweise erfolgt die Genehmigung der Rohstoffgewinnung

in den neuen Bundesländern nach Bergrecht. In den alten Bundesländern ist das Bergrecht nur bei der Gewinnung von Rohstoffen nach §3 Abs. 4 Bundesberggesetz (BBergG) anwendbar. Rohstoffe, die dem Bergrecht unterliegen, sind z.B. Quarz oder Quarzit. Bei der Gewinnung von Lockergestein durch Nassabbau hat §31 des Wasserhaushaltsgesetzes in Verbindung mit den jeweiligen Landeswassergesetzen Gültigkeit, und bei der Gewinnung von Lockergestein durch Trockenabbau erfolgt die Genehmigung gemäß den Landes- und Naturschutzgesetzen (Schareck und Müller, 1997). Die verschiedenen Verfahrenstypen sind nicht nur durch die unterschiedlichen Abbauverfahren (nass / trocken) bedingt, sondern es machen sich auch der föderale Staatsaufbau und historisch gewachsene Gesetzesstrukturen bemerkbar.

Bei der Gewinnung von Sand und Kies im Nassabbau ist das Wasserhaushaltsgesetz (WHG) in Verbindung mit den Landeswassergesetzen ausschlaggebend, vorausgesetzt die Rohstoffe unterliegen nicht dem Bergrecht. Nach §31 WHG bedarf die Herstellung, Beseitigung oder Umgestaltung eines Gewässers oder seiner Ufer der vorherigen Durchführung eines Planfeststellungsverfahrens, das den Anforderungen des Gesetzes über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) entspricht. Das Planfeststellungsverfahren schließt die Genehmigung anderer die Rohstoffgewinnung betreffender behördlicher Entscheidungen mit ein. So wird z.B. die Eingriffsregelung nach Bundesnaturschutzgesetz oder Landesnaturschutzgesetz im Planfeststellungsverfahren mit erfasst. Auf ein Planfeststellungsverfahren kann verzichtet werden, wenn mit Einwendungen nicht zu rechnen ist. Für diesen Fall ist eine Plangenehmigung ausreichend (Benson, 1996 und Schareck et al., 1997).

Bei den bergrechtlichen Verfahrenstypen ist ein spezielles Zulassungsrecht einzuhalten. Das Bergrecht berücksichtigt das Wesen des Bergbaus als einen dynamischen Vorgang. Die Gewinnung von Bodenschätzen und die Wiederherrichtung von Abbauflächen ist ein fortschreitender Prozess, der von Art und Ausbildung des abgebauten Rohstoffs abhängt. Das Betriebsplanverfahren regelt hier die im Bergrecht definierten Tätigkeiten, wie Aufsuchung, Gewinnung und Aufbereitung. Ein Betriebsplanverfahren kann nur durchgeführt werden, wenn die Erlaubnis zur Aufsuchung oder Gewinnung von Bodenschätzen bereits erteilt wurde. Innerhalb des Betriebsplanverfahrens werden verschiedene Betriebspläne unterschieden. Der wichtigste ist der Hauptbetriebsplan. Er regelt die Errichtung und Führung des Betriebs und stellt für den gesamten Betrieb alle vorgesehenen Arbeiten und Einrichtungen zusammen. Er gilt in der Regel für einen Zeitraum von zwei Jahren. Für einen längeren Zeitraum kann auf Verlangen der Bergbehörde ein bergrechtlicher Rahmenbetriebsplan aufgestellt werden. Nach §52 Abs. 2 BBergG kann zur langfristigen Planung entweder ein fakultativer Rahmenbetriebsplan oder ein obligatorischer Rahmenbetriebsplan aufgestellt werden. Der obligatorische Rahmenbetriebsplan ist für Vorhaben aufzustellen, bei denen eine Um-

weltverträglichkeitsprüfung (UVP) durchzuführen ist und bei denen das Genehmigungsverfahren mit einer Konzentrationswirkung ausgestattet ist. UVP-Pflicht besteht gemäß Umweltverträglichkeitsprüfungsgesetz (UVPG) für alle bergbaulichen Vorhaben, die der Planfeststellung nach BBergG bedürfen. Der obligatorische Rahmenbetriebsplan ist für alle nachgeschalteten Betriebspläne bindend, ein fakultativer Rahmenbetriebsplan in der Regel nicht (Benson, 1996 und Schareck et al., 1997).

Innerhalb der Genehmigungsverfahren für Nassabgrabungen sind auch naturschutzrechtliche Vorschriften zu beachten, denn der Nassabbau von Sand und Kies hinterlässt den Baggersee als neues Landschaftselement. Eine zentrale Vorschrift ist hier §8 Bundesnaturschutzgesetz (BNatSchG), wonach der Verursacher eines Eingriffs verpflichtet ist, vermeidbare Beeinträchtigungen von Natur und Landschaft zu unterlassen, sowie unvermeidbare Beeinträchtigungen auszugleichen. Für die Eingriffsregelung und für die Festlegung von Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen sind die Ziele der Raumordnung und Landesplanung und insbesondere auch die Belange der Rohstoffsicherung zu beachten.

Neben der Eingriffsregelung ist die Umweltverträglichkeitsprüfung ein wesentlicher Bestandteil der planenden Vorbereitung einer Abgrabungsgenehmigung. Im wasserrechtlichen Genehmigungsverfahren ist bei Nassabgrabungen eine UVP im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens nach § 31 WHG erforderlich. Bei der bergrechtlichen Genehmigung ist für Nassabgrabungen im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens über die Zulassung des Rahmenbetriebsplans eine UVP notwendig. Umweltverträglichkeitsprüfungen sind im UVPG geregelt und umfassen die Ermittlung, Beschreibung und Bewertung der Auswirkungen eines Vorhabens auf Menschen, Tiere und Pflanzen, Boden, Wasser, Luft, Klima und Landschaft, einschließlich des Denkmalschutzes. Die Ergebnisse der UVP sind bei der Entscheidung über die Zulässigkeit eines Vorhabens zu berücksichtigen, während die Eingriffsregelung konkrete Rechtsfolgen in Form von Vermeidung, Ausgleich, Abwägung und Ersatz hat (Benson, 1996).

Die behördlichen Zuständigkeiten zur Genehmigung unterliegen landesrechtlichen Bestimmungen. Häufig sind Kreise und kreisfreie Städte für die Genehmigungsentscheidung zuständig, teilweise aber auch Mittelbehörden. Bodenschätze, die dem Bergrecht unterliegen, liegen im Zuständigkeitsbereich der Bergbehörde. Für Abgrabungen unterhalb des Grundwassers sind die Wasserbehörden zuständig (Benson, 1996). In Abb. 2.4 sind die Planungsebenen und Planungsinstrumente und ihre Bedeutung für den Rohstoffabbau dargestellt. Übergeordnet ist das Raumordnungsgesetz (ROG). §2 ROG fordert neben dem Schutz, der Pflege und Entwicklung von Natur und Landschaft und der schonenden Inanspruchnahme von Boden auch die vorsorgende Sicherung und die geordnete Gewinnung von Rohstoffen.

Die einschlägigen Genehmigungsverfahren enthalten so genannte Raumordnungsklauseln, nach denen raumbedeutsame Vorhaben im Einklang mit den Grundsätzen und Zielen der Raumordnung und Landesplanung stehen müssen. Diese Grundsätze und Ziele sind in Landes- und Regionalplänen festgelegt. Auf kommunaler Ebene ist die Bauleitplanung mit ihren Flächennutzungs- und Bebauungsplänen zu beachten. Die Bauleitplanung soll die bauliche und sonstige Nutzung der Grundstücke einer Gemeinde nach Maßgabe des Baugesetzbuches (BauGB) leiten und vorbereiten. Nach §1 Abs. 2 BauGB ist der Flächennutzungsplan als vorbereitender Bauleitplan grundsätzlich für das gesamte Gemeindegebiet aufzustellen. Die nächste und konkreteste Ebene der kommunalen Planung ist der Bebauungsplan als verbindlicher Bauleitplan, der nach §8 Abs. 2 BauGB aus dem Flächennutzungsplan zu entwickeln ist.

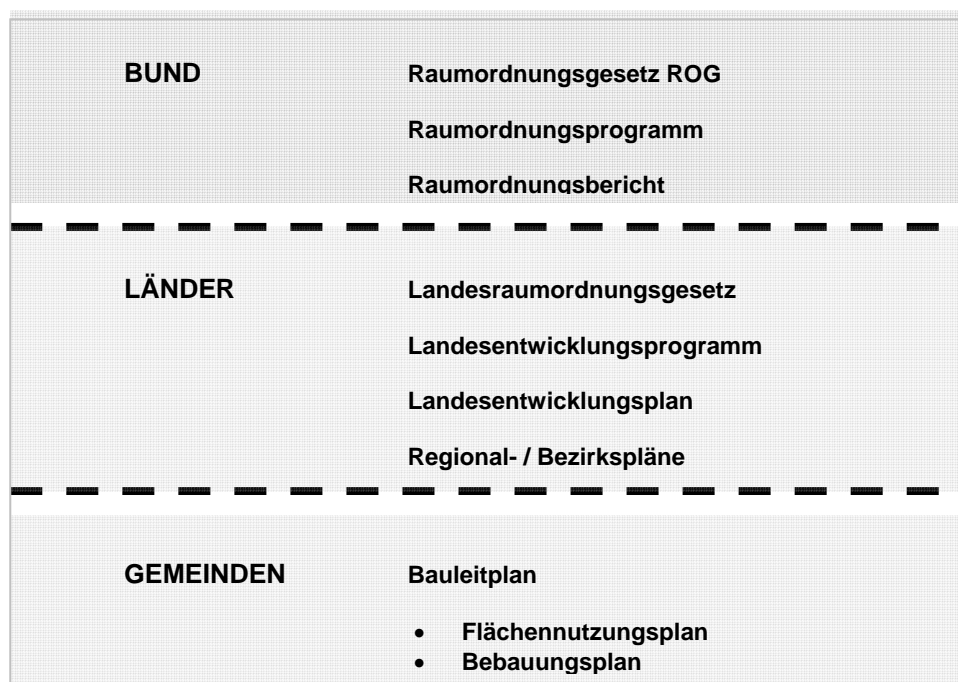


Abb. 2.4: Planungsebenen und Planungsinstrumente beim Rohstoffabbau (nach: Schareck und Müller, 1997)

Häufig wird zur Beantwortung der Frage nach dem zukünftigen Bedarf an Kies und Sand eine Produktionsvorausschätzung z.B. im Rahmen eines Raumordnungsplans notwendig. Aber nur ein Teil der in den Regionalen Raumordnungsplänen für die Rohstoffsicherung ausgewiesenen Flächen steht letztendlich auch für den Abbau zur Verfügung. In der Praxis schränken geologische Gegebenheiten, einzuhaltende Sicherheitsabstände, Böschungsneigungen und sonstige Auflagen die tatsächlich abbaubaren Rohstoffmengen ein. Auflagen dieser Art sind in Regelwerken und Merkblättern enthalten, die sich mit den Anforderungen, der Gestaltung und der Nutzung von Sand- und Kiesvorkommen befassen.

Unabhängig vom jeweiligen Genehmigungsverfahren müssen die Antragsunterlagen Angaben über die Größe der Abbaufläche, Abbautiefen, Abbaumengen, Laufzeit des Abbaus und Erweiterungsmöglichkeiten enthalten. Darüber hinaus werden Angaben zur Art des Vorkommens, über die Grundwasserverhältnisse und das Abbauverfahren verlangt. Ein wichtiger Bestandteil des Genehmigungsverfahrens von Nassabgrabungen in Lockergestein ist die Darstellung der Maßnahmen zur Sicherung von Böschungen und Ufern gegen Erosion und Abrutschen. Regelungen und Anleitungen hinsichtlich einzuhaltender Sicherheitsabstände und standsicherer Böschungsneigungen sind u.a. in den Regeln zur Wasserwirtschaft (DVWK-Regeln) von 1992 und dem Leitfaden des Bundesverbandes Steine und Erden (Schareck und Müller, 1997) zu entnehmen.

In den meisten Bundesländern ist das Vorgehen zur Bestimmung dauerhaft standsicherer Böschungen, die beim Nassabbau von Sand und Kies entstehen, nicht eindeutig geregelt. Die Zusammenstellung in Anhang A1 gibt eine Übersicht über die in den einzelnen Bundesländern gebräuchliche Genehmigungspraxis. Da jedoch in den meisten Fällen kein gesetzliches Regelwerk existiert, nach dessen Vorgaben standfeste Unterwasserböschungen im Lockergestein zu gestalten sind, fließen in die Genehmigungsauflagen nicht selten persönliche, subjektive Einschätzungen mit ein. Lediglich in Hessen und Niedersachsen kam es in jüngster Zeit zu Überlegungen hinsichtlich der Standsicherheitsproblematik von Abbauböschungen in Sand und Kies unter Wasser. Auslöser dafür waren vermehrt auftretende Böschungsbrüche bei Nassabgrabungen.

## **2.3 Auflagen für die Böschungsgestaltung**

### **2.3.1 Allgemeine Anforderungen an Abbauböschungen**

Für den Abbau von Sand und Kies sind eine Reihe von Anforderungen, Richtlinien und Empfehlungen erlassen worden, die eine sichere Gestaltung und einen sicheren Betrieb von Steinen- und Erdenanlagen ermöglichen sollen. Zusätzlich wird ein Sicherheitsnachweis nach DIN 4084 für die Böschungen gefordert. Bei der Gewinnung von Sand und Kies im Nassabbau können drei Arten von Böschungen unterschieden werden. Die Böschung, an der der aktive Abbau stattfindet, wird im Folgenden als Arbeitsböschung bezeichnet. Diese Böschungen schreiten im Gewinnungssee langsam voran und erreichen irgendwann die Grenzen des Abbaufeldes. Die Böschungen an den Abbaufeldgrenzen werden dann (im Gegensatz zu den Arbeitsböschungen im Gewinnungssee) als Endböschungen bezeichnet. Für diese Böschungen ist die Frage nach der Böschungsstandsicherheit im Zusammenhang mit der Einhaltung der Genehmigungsgrenzen zu beantworten. Andere Bezeichnungen für Arbeits- und Endböschungen können auch Abbau- oder Unterwasserböschung sein. Nach der Einstellung des gesamten Gewinnungsbetriebs muss für die vorgesehene Folge-

nutzung des Baggersees noch eine endgültige Ausgestaltung der Endböschungen an den Abbaugrenzen vorgenommen werden. Diese endgültigen Böschungen (Rekultivierungsböschungen) werden entweder direkt aus dem gewachsenen Material modelliert oder durch nachträgliche Materialaufschüttung den Anforderungen an Sicherheit und Folgenutzung angepasst. Diese landschaftsplanerische und landschaftsgestalterische Aufgabe wird aber den Rekultivierungsarbeiten zugeordnet und ist nicht Thema der vorliegenden Arbeit.

Nach den Regeln zur Wasserwirtschaft (DVWK) 108/1992 ist eine Abgrabung mit einer ausgedehnten Erdbaustelle vergleichbar. Für die Festlegung der Sicherheitsanforderungen gelten daher die bei der Errichtung einer großen Baugrube anzuwendenden technischen und betrieblichen Vorschriften, sofern sie zugleich an die Vorgaben des Kies- und Sandabbaus angepasst werden. Die Standsicherheit der Abbauböschungen, der Gewinnungsgeräte sowie die Frage der Ausbildung der späteren Endböschung einschließlich des notwendigen Sicherheitsstreifens hinter der Böschungskrone sind bei der Gewinnung von Sand und Kies unter Wasser von entscheidender Bedeutung (Schubert, 1972).

Ein wichtiger Aspekt bei der Genehmigung von Abbauflächen ist der Schutz benachbarter Grundstücke, Fließgewässer und baulicher Anlagen. Um diesen Schutz zu gewährleisten, müssen längs der Abbaugrenzen so genannte Sicherheitsstreifen (oder auch Schutzstreifen) erhalten bleiben, die nicht abgebaut werden und auch nicht durch eventuelle Böschungsbrüche beschädigt werden dürfen. Die Breite dieser Schutzstreifen wird bei Böschungsufern von der Schnittlinie der auf Dauer standsicheren Böschung mit der Geländeoberkante aus gemessen. In Tabelle 2.1 sind die nach den geltenden Auflagen mindestens einzuhaltenden Sicherheitsstreifenbreiten angegeben. Dieser Bereich ist während der gesamten Abbauzeit als Schutz vor eventuell stattfindenden Umlagerungsprozessen als Sicherheitszone auszuweisen. Diese Sicherheitszone darf auch durch das natürliche Nachrutschen von Bodenmassen nicht beschädigt werden. Neben den pauschal einzuhaltenden Sicherheitsstreifenbreiten nach Tabelle 2.1 kann die Breite der Sicherheitszone auch rechnerisch ermittelt werden. In der Literatur sind dazu verschiedene Ansätze beschrieben. Böttger et al. (1978) ermitteln den Sicherheitsabstand aus einer geometrischen Betrachtung. Horn (1969) berücksichtigt Abbaugerät, Baggertiefe und Mächtigkeit einer eventuell vorhandenen überlagernden Deckschicht und Schubert (1972) führt einen Standsicherheitsnachweis mit Sicherheiten von  $\eta = 1,5$  bis 2,0 durch.

Tab. 2.1: Schutzstreifenbreiten nach Dipp und Kaufmann, 2001

Objekt	Abstand [m]	Objekt	Abstand [m]
Flur, Wald	5	Autobahn	40
Bebauung	5 - 20	Gewässer	0 - 15
Weg	5 - 15	Eisenbahn	40
angrenzende Wasserfläche	0	Deich	50
Kreisstraße, Landstraße	15	Strommast	50
Bundesstraße	40	besondere Bauwerke	5 - 10

Erfolgt die Gewinnung von Land aus, so muss gewährleistet sein, dass keine Absturzgefahr für das Abbaugerät besteht. Auch hier sind Standsicherheitsuntersuchungen durchzuführen. Die einzuhaltende Sicherheit für das Gewinnungsgerät sollte nach Schubert (1972) unter Berücksichtigung dynamischer Einflüsse aus dem Abbaubetrieb bei lockerer Lagerung des Böschungsmaterials  $\eta = 1,3$  und bei dichter Lagerung  $\eta = 1,2$  betragen.

Endböschungen von Sand- und Kiesgruben dürfen nur so steil ausgebildet werden, dass sie bei allen Belastungen die auftreten können ausreichend standsicher bleiben. Bei der Vorgabe zulässiger Böschungsneigungen werden u. U. Richtwerte herangezogen, die dann zwar den Standsicherheitsanforderungen genügen, aber nicht immer die wirtschaftlich optimale Lösung bieten. Weitere Vorgaben lassen sich aus der Unfallverhütungsvorschrift der Berufsgenossenschaften entnehmen, wobei die Arbeitssicherheit und die Bedeutung des Abbaugeräts für die Böschungsgestaltung berücksichtigt wird. Für wirtschaftliche Lösungen muss jedoch ein gesonderter Standsicherheitsnachweis durchgeführt werden. Bei Abbauböschungen soll nach Schubert (1972), wieder unter Beachtung des dynamischen Einflusses auf den Abbau, eine Sicherheit von  $\eta = 1,1$  eingehalten werden, handelt es sich um eine Endböschung, die dauerhaft standsicher sein soll, so gilt  $\eta = 1,3$ . Nach den Erfahrungen von Horn (1969) kann eine Unterwasserböschung im Kiessand mit einer Neigung von im Mittel 1: 3 als auf Dauer standsicher angesehen werden. Gewisse Differenzierungen, abhängig von Material, Böschungshöhe, Wasserwechselzone usw., spiegeln sich in den in der Literatur angegebenen Erfahrungswerten wieder.

### 2.3.2 Erfahrungswerte für standsichere Unterwasserböschungen

Tabelle 2.2 gibt einen Überblick über die wichtigsten in der Literatur zu entnehmenden Erfahrungswerte über die Neigung standsicherer Unterwasserböschungen.

Bereits 1969 untersuchte Horn den Gleichgewichtszustand von nichtbindigen Böden unter Grundwasser. Dazu wurden in einem Baggersee in verschiedenen Schnitten die Neigungen der Böschung durch Lotung ermittelt. Horn beobachtete, dass bei der Ausbaggerung die Oberfläche des Sandes oder Kieses aufgelockert wird. Theoretisch beträgt die natürliche



Böschungsneigung für einen lockeren nichtbindigen Boden sowohl über als auch unter Wasser rund 1: 1,5. Direkt nach der Baggerung konnte diese Neigung auch in der Praxis gemessen werden. Nach einer Standzeit von 14 Monaten wurde aber eine Abflachung auf 1: 2 bis 1: 2,75 festgestellt, so dass Horn für den standsicheren Endzustand von Böschungen aus nichtbindigen Böden unter Grundwasser eine Neigung von 1: 3 vorschlägt.

Tab. 2.2: Erfahrungswerte zur Neigung von Böschungen unter Wasser

Literaturstelle	Bodentyp	Neigung	Bemerkungen
<b>HORN (1969)</b>	Sand und Kies	1: 1,5 1: 2 bis 1: 2,75 1: 3	nach der Baggerung gemessen nach 14 Monaten als standsicher vorgeschlagen
<b>ZWECK/LEHMANN (1971)</b>	Sand und Kies	1: 2	bei Grundwasserströmung
<b>SCHUBERT (1972)</b>	Feinsand Mittel- bis Grobsand Kiessand  $\varphi' = 32^\circ$ bis $40^\circ$	1: 2,25 1: 1,85 1: 1,65  1: 2,6 bis 1: 1,9  1: 8 bis 1: 10 1: 3	kein Strömungsdruck, $\eta=1,30$ kein Strömungsdruck, $\eta=1,30$ kein Strömungsdruck, $\eta=1,30$  <u>Böschung unter Wasser</u> dynamische Einflüsse aus Abbaubetrieb, d.h. $\eta=1,3$ und $\varphi'$ abgemindert: $\tan\beta=(0,8/1,3) \cdot \tan\varphi'=0,62 \cdot \tan\varphi'$ größere Wellenbewegung Wasserstandsänderung von 0,5 m/Tag
<b>BÖTTGER et al. (1978)</b>	Sand und Kies im Oberrheingebiet	1: 2,5 1: 5 1: 2,5	Überwasserzone bei natürlich gelagerten Böden u. Aufschüttungen Wasserwechselzone bei natürlich gelagerten Böden u. Aufschüttungen Unterwasserzone bei natürlich gelagerten Böden u. Aufschüttungen
<b>DVWK (1992)</b>	Kies und Sand bindige und gemischte Böden	1: 1,5 1: 2	für annähernd horizontale Schichtung für annähernd horizontale Schichtung
<b>SCHARECK/MÜLLER (1996)</b>	Kies und Sand	im Mittel 1: 2 1: 5	nachbrechende Böschung unter Wasser im Wellenschlagbereich
<b>FLOSS (1997)</b>	Kies Grobsand Mittel- bis Feinsand	1: 2 1: 3 bis 1: 4 1: 5 bis 1: 8	Böschungsneigungen in Baggerseen Böschungsneigungen in Baggerseen Böschungsneigungen in Baggerseen
<b>ADERHOLD (2001)</b>	Kies Sand und Kies	> 1: 1,5 bis 1: 2,5 1: 2 bis 1: 2,5	in hessischen Tagebauen beim Abbau unter Wasser in hessischen Tagebauen beim Abbau unter Wasser

1971 untersuchten Zweck und Lehmann den Einfluss von Grundwasserströmungen auf die Standsicherheit von Kiesgrubenböschungen in der Nähe von Flussdeichen. Sie stellten fest, dass die für die Standsicherheit erforderliche Böschungsneigung nicht nur vom Reibungswinkel des Materials, sondern auch vom Gefälle der Grundwasserströmung abhängig ist. Je größer der Wasserspiegelunterschied und je kleiner der Abstand vom Fluss bis zur Kiesgrube, desto größer wird die Strömungskraft, und die Standsicherheit der Kiesböschung wird geringer. Werden Böschungen sehr steil angelegt, so flachen sie unter der Wirkung eines Strömungsdrucks ab. Zweck und Lehmann beobachteten an Sand- und Kiesböschungen Abflachungen auf Böschungsneigungen von rd. 1: 2.

Auch Schubert (1972) gibt Neigungen für standsichere Böschungsneigungen an Einschnittböschungen und natürlichen Hängen an. So lange kein Strömungsdruck wirkt, können demnach Böschungen aus körnigem Material bei einer Sicherheit von  $\eta = 1,3$  in Feinsand unter 1: 2,25, in Mittel- bis Grobsand unter 1: 1,85 und in Kiessand unter 1: 1,65 geneigt standsicher hergestellt werden. Liegt die Böschung unter Wasser, so ist nach Schubert (1972) der Einfluss aus dem Abbaubetrieb zu berücksichtigen. Je nach Bodenart und Lagerungsdichte liegt die erforderliche Böschungsneigung für Böden mit einem Winkel der inneren Reibung von  $\varphi' = 32^\circ$  bis  $40^\circ$  bei einer Abnahme der Scherfestigkeit um 10 bis 20% (Berücksichtigung dynamischer Einflüsse aus dem Abbaubetrieb) und bei einer Sicherheit von  $\eta = 1,3$  zwischen 1: 2,6 und 1: 1,9. Außerdem wird darauf hingewiesen, dass es bei größeren Wellenbewegungen zu einer allmählichen Verflachung im Wellenbereich auf 1: 8 bis 1: 10 kommen kann. Für Wasserstandsänderungen von 0,5 m/d und Wellenschlag haben sich mit 1: 3 hergestellte Böschungen als standsicher erwiesen.

Böttger et al. untersuchten 1978 die Standsicherheit von Böschungen in Sand- und Kiesgruben im Oberrheingebiet. Für Böschungen in körnigen, natürlich gelagerten Böden werden in der Über- und Unterwasserzone standsichere Böschungen mit einer Neigung von 1: 2,5 gemessen, in der Wasserwechselzone wiesen die Böschungen eine Neigung von 1: 5 auf. Diese Werte haben Gültigkeit für Sande und Kiese mit mind. 90% der Kornfraktion zwischen 0,2 und 20 mm und einem Durchlässigkeitsbeiwert  $k > 5 \cdot 10^{-3}$  m/s. Für geschichtete, inhomogene Böden ist nach Böttger in jedem Fall ein Standsicherheitsnachweis erforderlich.

In den DVWK-Regeln zur Gestaltung und Nutzung von Baggerseen von 1992 werden für annähernd horizontale Schichtung des Untergrunds Böschungsneigungen von 1: 1,5 in Kies und Sand und von 1: 2 in bindigen und gemischten Böden ohne Nachweis als auf Dauer standsicher angegeben. Schareck und Müller (1996) weisen darauf hin, dass alle nicht standsicheren Böschungen aus Sand und Kies bei der Gewinnung unter Wasser auf eine Neigung von im Mittel rd. 1: 2 nachbrechen. Im Wellenschlagbereich erweisen sich Bö-

schungen bei einer Neigung von 1: 5 als standsicher. Auch Floss (1997) gibt in den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau Erfahrungswerte für Böschungsneigungen in Baggerseen an. Standsicher sind Neigungen von 1: 2 in Kies, 1: 3 bis 1: 4 in Grobsand und 1: 5 bis 1: 8 in Mittel- bis Feinsand.

Beobachtungen von Schadensfallereignissen in Hessen (Aderhold, 2001) zeigten, dass Böschungsneigungen von 1: 1,5 bis 1: 2,5 im Kies und von 1: 2 bis 1: 2,5 im Sand- und Kiesabbau im Allgemeinen standsicher sind. Dies entspricht in etwa einer Standsicherheitsberechnung nach DIN 4084 für Lockergesteine ohne Berücksichtigung der Strömungsverhältnisse und unter Zugrundelegung einer Sicherheit von  $\eta = 1,3$ .

### **2.3.3 Genehmigungsvorgaben für Unterwasserböschungen der einzelnen Bundesländer**

Eine Anfrage zu den Genehmigungsvorgaben für Unterwasserböschungen ergab die in Anhang A1 nach Bundesländern geordnete Übersicht über die zum Zeitpunkt der Befragung aktuellen Regelungen. In Baden-Württemberg, Bayern, Nordrhein-Westfalen, Rheinland-Pfalz und Sachsen-Anhalt existieren nach Auskunft der zuständigen Behörden keine Empfehlungen zur Gestaltung standsicherer Unterwasserböschungen. In Baden-Württemberg sind die von Böttger et al. (1978) gegebenen Erfahrungswerte von 1: 2,5 einzuhalten. Lediglich im Bereich schützenswerter Objekte, wie zum Beispiel Autobahnen, Dämme oder Gebäude, wird in manchen Fällen eine Böschungsneigung von 1: 3 verlangt. Auch in Nordrhein-Westfalen wird die Genehmigung aufgrund von Erfahrungswerten erteilt. Eine technisch und wirtschaftlich optimierte Unterwasserböschung hat auch hier eine Neigung von 1: 2,5 bis 1: 3. Für den Wasserwechselbereich wird in vielen Fällen eine Neigung von 1: 5 vorgegeben. Da sich eine Vielzahl der Steine- und Erden-Betriebe in Rheinland-Pfalz im Geltungsbereich der Bergbehörde befinden, wird hier im Rahmen des Betriebsplanverfahrens (s. Abschn. 2.3.1) ein Standsicherheitsnachweis verlangt. Für alle oben genannten Bundesländer gilt, dass in der Regel jedes Objekt einzeln betrachtet und beurteilt wird und bei schwierigen Situationen das Gutachten eines anerkannten Sachverständigen angefordert wird. In Sachsen-Anhalt ist von dem Sachverständigen auch die Frage zu klären, ob es im Falle von geschützten oder aufgespülten Böschungen zum Setzungsfließen kommen kann.

In den niedersächsischen Regelungen hat die Abbautechnik einen erheblichen Einfluss auf die Standsicherheit von Unterwasserböschungen. Das NLFb (Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung) unterscheidet deshalb zwischen Böschungen, die entweder mit einer schonenden oder mit einer nicht schonenden Abbautechnik gestaltet wurden (Meyer und Fritz, 2001). Beim schonenden Abbau werden Sand und Kies mit einem Entnahmeggerät so gefördert, dass die Unterwasserböschung ohne nennenswerte Umlagerungen des Bö-

schungsbodens entsteht. Ein schonender Abbau ist z.B. mit Abbaugeräten wie Eimerkettenbagger, Wurfkübelbagger, Schwimmbagger und Saugbagger mit zwangsgeführtem Saugkopf möglich (s. Abschn. 2.4). Bei auf diese Weise hergestellten Böschungen kann nach den Vorschlägen des NLfB die Standsicherheit der Böschung unter Beachtung des Schichtaufbaus und der bodenmechanischen Kennwerte nach den Methoden der DIN 4084 (1981) bestimmt werden. Die Berechnung ist unter Einhaltung der in der Norm angegebenen Sicherheit durchzuführen. Im Sonderfall eines homogenen Böschungsbodens ohne Durchströmung oder zusätzliche Belastung beträgt die Böschungsneigung:

$$\beta = \arctan\left(\frac{\tan \varphi'}{\eta}\right) \quad (\text{Gl. 2.1})$$

In Gleichung 2.1 steht  $\beta$  für den Böschungswinkel,  $\varphi'$  ist der Winkel der inneren Reibung des Bodens im Böschungsbereich und  $\eta$  die Standsicherheit.

Beim Einsatz eines Saugbaggers ohne zwangsgeführten Saugkopf wird abbauseitig vielfach versucht ein häufiges Umsetzen des Geräts zu vermeiden. Oft wird der Saugkopf in einem Zuge bis zur genehmigten Abbautiefe abgeteuft und der zu fördernde Boden soll dem Saugkopf zulaufen. Ein solcher Abbau ist nicht schonend und es stellen sich labile Abbruchböschungen ein. Erst nach Umlagerung des Böschungsbodens befindet sich eine solche Böschung im Grenzgleichgewicht (Abb. 2.5). Für diesen Umlagerungsvorgang steht kein Berechnungsmodell zur Verfügung, so dass im NLfB ersatzweise die Bestimmungsgleichung für eine zur Böschungsoberfläche parallel durchströmte Böschung nach Gleichung 2.2 verwendet wird. Im Grenzgleichgewicht wird die Sicherheit zu  $\eta = 1$  gesetzt:

$$\beta = \arctan\left[\left(\frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w}\right) \cdot \frac{\tan \varphi'}{\eta}\right] \quad (\text{Gl. 2.2})$$

Es wird davon ausgegangen, dass der so ermittelte Böschungswinkel  $\beta$  ungefähr der Neigung der Unterwasserböschung nach Abschluss des Umlagerungsprozesses entspricht, wobei  $\beta$  den Böschungswinkel beschreibt,  $\varphi'$  den Winkel der inneren Reibung des Bodens im Böschungsbereich,  $\eta$  die Standsicherheit,  $\gamma'$  ist die Wichte des Bodens unter Auftrieb und  $\gamma_w$  die Wichte des Wassers.

Die Rechtfertigung für diese Annahmen beziehen Meyer und Fritz (2001) aus der Übereinstimmung der so berechneten Unterwasserböschungen mit den von Floss im Kommentar zur ZTVE-StB 94/97 (1997) veröffentlichten Erfahrungswerten für Böschungen in Baggerseen. Die in den oben stehenden Ansätzen anzunehmenden Sicherheiten sind nach Stand der Technik für den Bauzustand  $\eta \geq 1,20$  und für den Endzustand  $\eta \geq 1,30$  (§§ 17 bis 23 des

Niedersächsischen Naturschutzgesetzes, NnatG, in Verbindung mit der Niedersächsischen Bauordnung).

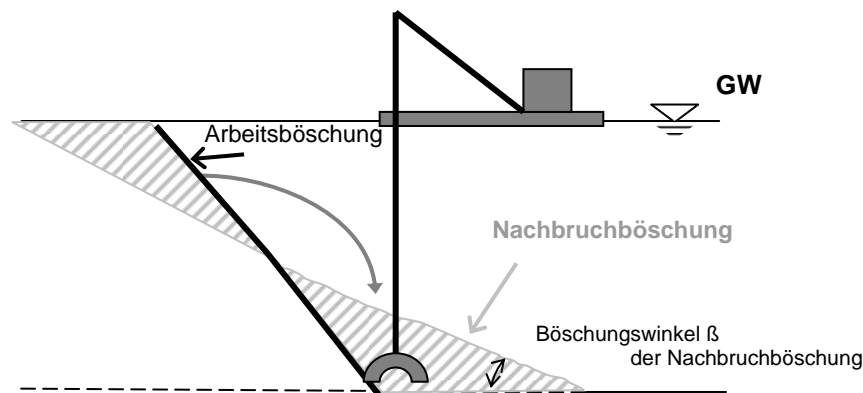


Abb. 2.5: Umlagerungsprozesse bei nicht schonender Abbautechnik

Auch das Landesamt für Geowissenschaften und Rohstoffe Brandenburg hat keine eindeutigen Regelungen, allerdings wird hier teilweise auf alte Anordnungen zur Bergbausicherheit (ABAO 122/1, 1973) zurückgegriffen. Bei der internen Bearbeitung der Genehmigungsverfahren wird in diesem Bundesland auch die Festlegung des NLfB berücksichtigt.

Das Hessische Landesamt für Umwelt und Geologie (HLUG) erarbeitete in Anlehnung an vergleichbare Empfehlungen aus Sachsen und Thüringen die „Empfehlungen der Hessischen Bergbehörde für die Beurteilung der Standsicherheit von Tagebauen in den unter Bergaufsicht stehenden Betrieben“. Grundidee dieser Empfehlung ist eine konstruktive Zusammenarbeit zwischen der Aufsichtsbehörde und dem Unternehmen. Daher stellen die Empfehlungen einen Kompromiss zwischen der erforderlichen geotechnischen Standsicherheit von Böschungen, einem ausreichenden Sicherheitsabstand zu schutzwürdigen Objekten sowie einer sinnvollen Ausbeutung der vorhandenen Lagerstätte im Rahmen rechtlicher Grundlagen und der Anwendung von technischen Regeln und DIN-Normen dar (Aderhold, 2001).

Die Standsicherheit wird auch hier über den Standsicherheitsbeiwert  $\eta$  definiert, der durch einen Standsicherheitsnachweis nach DIN 4084 (1981) oder durch eine Standsicherheitseinschätzung zu ermitteln ist. Es werden aber keine allgemeinen Böschungsneigungen für definierte geologische Materialien angegeben, so dass eine objektbezogene Einzelfallentscheidung notwendig ist. Unter bestimmten Voraussetzungen sind nach den Empfehlungen der Hessischen Bergbehörde Standsicherheitsnachweise bzw. Standsicherheitseinschätzungen vorzulegen. Eine wesentliche Voraussetzung ist das Vorliegen von rutschungsbegünstigten Verhältnissen. Diese Verhältnisse liegen u.a. dann vor, wenn Böschungen ganz oder

teilweise im Wasser stehen. Bei der Betrachtung von Abbauböschungen unter Wasser ist daher immer ein Standsicherheitsnachweis zu führen. Standzeit, räumliche Einspannung, geplante Nutzung sowie Maßnahmen zur Erhaltung oder Erhöhung der Standsicherheit sind bei der Beurteilung der Ergebnisse zu berücksichtigen. Das HLOG weist aber auch darauf hin, dass ein Sicherheitsbeiwert von  $\eta = 1,30$  nicht unterschritten werden sollte.

Die Empfehlungen des HLOG basieren auf der „Richtlinie über die geotechnische Sicherheit im Bergbau über Tage“ (1997) des Sächsischen Oberbergamts und der „Richtlinie des Thüringer Oberbergamts für den Steine- und Erden-Bergbau“ (1997). Auch in diesen beiden Richtlinien wird ein rechnerischer Standsicherheitsnachweis für Abbauböschungen gefordert, sofern rutschungsbegünstigende Verhältnisse vorliegen.

In der Richtlinie des Sächsischen Oberbergamts wird in der Rahmengliederung zur Erarbeitung von Standsicherheitsnachweisen die Diskussion der Berechnungsergebnisse hinsichtlich geotechnischer Standsicherheit, öffentlicher Sicherheit im Hinblick auf zu schützende Objekte, vorzunehmende Messungen und Beobachtungen und erforderliche Maßnahmen für weitere Standsicherheitsberechnungen empfohlen. In diesem Zusammenhang ist auch auf den Begriff der Gefährdung zu verweisen. Dabei wird nur die Möglichkeit (Wahrscheinlichkeit) einer Beeinträchtigung oder eines Schadens angesprochen. Welcher Grad an Wahrscheinlichkeit als hinreichend anzusehen ist, wird durch die Art des zu schützenden Rechtsgutes bestimmt. Ein konkreter Wert für den einzuhaltenden Standsicherheitskoeffizienten wird nicht genannt. Für Standsicherheitsnachweise gilt sowohl in Sachsen als auch in Thüringen, dass sie auf der Grundlage repräsentativer Unterlagen nachvollziehbar anzufertigen sind und dass sowohl der Standsicherheitskoeffizient als auch das angewendete Berechnungsverfahren und die geotechnischen Einflussparameter je nach Bedeutung der zu schützenden Objekte festzulegen und zu begründen sind.

Für die Genehmigung von Abgrabungen in Mecklenburg-Vorpommern ist das Bergamt Stralsund zuständig. Hier gelten die Richtlinien für den Steine- und Erden-Bergbau im Land Mecklenburg-Vorpommern vom 26.03.1996. Der Nachweis erfolgt hier gemäß DIN 4084 (1981), die Sicherheiten sind gemäß DIN 1054 (1976) zu wählen und zu begründen. Anzumerken ist, dass hier die Böschungen auf der Grundlage geotechnischer Erkenntnisse und unter Berücksichtigung der Gewinnungs- und Verkipptechnologie zu gestalten sind.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass in Deutschland kein einheitliches Vorgehen bei der Genehmigungspraxis für Böschungen im Nassabbau existiert und dass nicht in allen Bundesländern ein rechnerischer Standsicherheitsnachweis für Unterwasserböschungen im Sand- und Kiesabbau gefordert wird. Viele Bundesländer beziehen sich bei der Genehmigung von Böschungsneigungen in erster Linie auf vorliegende Erfahrungswerte. In anderen

Bundesländern wird dagegen für Abbauböschungen unter Wasser ein Standsicherheitsnachweis gefordert. Wie dieser Nachweis aussehen soll und welche Einflüsse berücksichtigt werden sollen, unterliegt häufig den Randbedingungen des konkreten Einzelfalls. Lediglich das NLfB und die Richtlinien für den Steine- und Erden-Bergbau im Land Mecklenburg-Vorpommern berücksichtigen eine Abhängigkeit der Standsicherheit einer Unterwasserböschung vom gewählten Abbauverfahren. Das NLfB gibt die oben vorgestellte Empfehlung, diese Abhängigkeit näherungsweise in einem rechnerischen Nachweis zu erfassen. Die verschiedenen Vorgehensweisen können je nach Auslegung der Empfehlungen dazu führen, dass sich für eine Böschung verschiedene Neigungswinkel als standsicher ergeben können.

## **2.4 Abbaumethoden**

### **2.4.1 Grundlagen**

Ob die Rohstoffe im Trocken- oder im Nassabbau gewonnen werden, hängt von der geologischen bzw. der hydrogeologischen Situation der Lagerstätte ab. Bei der Trockengewinnung steht das Gerät entweder vor der Grubenwand und baut nach oben ab (Hochschnitt) oder das Abbaugerät steht auf dem Vorkommen und gräbt die darunter liegenden Schichten im Tiefschnitt ab (Czuck, 1989). Arbeitet das Gerät dabei im Wasser, so handelt es sich schon um eine Nassgewinnung. Meist wird mit Nassgewinnung jedoch der Abbau mit schwimmenden Geräten verschiedenster Bauart bezeichnet.

Obwohl in einer noch nicht erschlossenen (unverritzten) Lagerstätte häufig die Rohstoffgewinnung zunächst im Trockenabbau erfolgt und erst daran anschließend eine Nassgewinnung, ist für die vorliegende Arbeit in erster Linie die Gerätetechnik beim Nassabbau von Interesse. Aus diesem Grund wird im Folgenden auf die Trockengewinnung nicht näher eingegangen.

Die Auswahl des Gewinnungsgeräts hängt von der geologischen und bodenmechanischen Situation des abzubauenden Vorhabens ab, denn nicht jedes Gewinnungsgerät ist für jede Lagerstätte geeignet. Unterschiedliche Entstehungsarten (fluvial, glazial, marin oder äolisch) führen zu Abweichungen in der Beschaffenheit der Lagerstätte. Verschiedene bodenmechanische Kennwerte wie Korngröße, Kornform, Kornverteilung, Wassergehalt, Lagerungsdichte, Konsistenz und Scherfestigkeit haben einen wesentlichen Einfluss auf die Wahl des Abbaugeräts. So hängt z.B. das Lösevermögen von der Korngrößenverteilung und der Lagerungsdichte ab und bei stark bindigen Böden ist mit erheblichen Problemen bei der Förderung durch Adhäsion im Fördergefäß oder durch die Verstopfungsgefahr von Rohrleitungen zu rechnen. Einschränkungen für das Gewinnungsgerät ergeben sich dabei also in der Grob- und Feinkornbeherrschung.

Auch die Art, in der die abzubauenen Bodenarten abgelagert wurden, hat einen Einfluss auf die Wahl des Gewinnungsgeräts: So erfordert z.B. eine unterschiedliche Mächtigkeit der Lagerstätte (ungleichmäßiger Liegendhorizont) die Wahl eines anpassungsfähigen Abbaugeräts. Außerdem kann es bei der Ablagerung zur Bildung von so genannten verfestigten Zwischenschichten (in der Literatur auch Zwischenmittel genannt) kommen, die nur durch Einsatz eines geeigneten Lösewerkzeugs abgebaut werden können.

## 2.4.2 Klassifizierung der Gewinnungsgeräte

Im nachfolgenden Kapitel wird ein Überblick über die z.Zt. gebräuchlichen Nassgewinnungsgeräte gegeben. Zum Verständnis der Arbeitsweise bei der Nassgewinnung soll zunächst die von Köbke (2000) vorgeschlagene generelle Einteilung nach Einsatzgebiet und technischem Arbeitsprinzip vorgestellt werden.

Die Klassifizierung der Gewinnungsgeräte nach dem Einsatzgebiet ist in Abb. 2.6 gezeigt. Dabei wird zwischen der Lage des Vorkommens, der Gewinnungsart und dem Gerätestandort unterschieden.

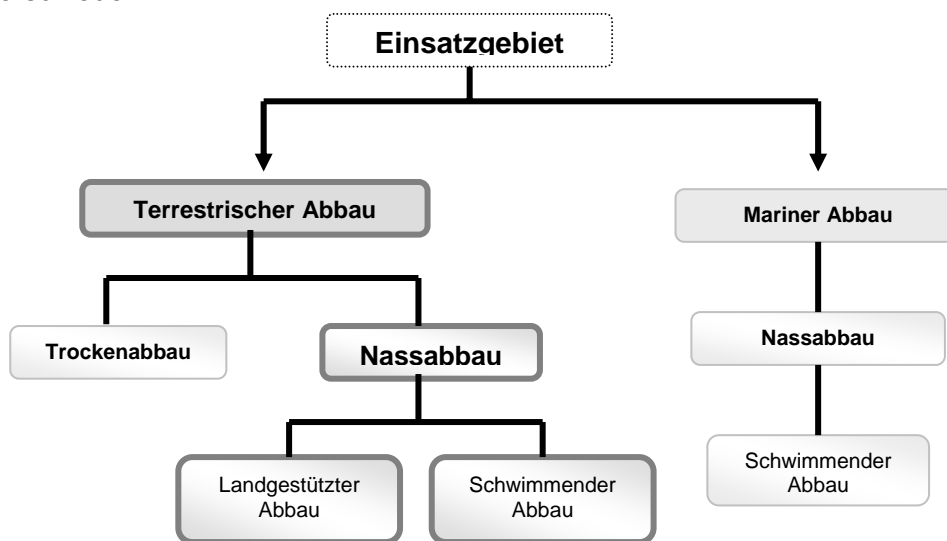


Abb. 2.6: Klassifizierung der Gewinnungsgeräte nach Einsatzgebiet

Um das Einsatzgebiet der Gewinnungsgeräte zu bestimmen, unterscheidet man zunächst zwischen terrestrischen, auf dem Festland liegenden Vorkommen und küstennahen oder im offenen Meer liegenden Vorkommen sowie Lagerstätten in großen Flüssen oder Binnenseen, die als marine Vorkommen bezeichnet werden. Marine Abbaufelder sind durch extreme Umgebungsbedingungen, wie große ungeschützte Wasserflächen, Gezeiten oder extreme klimatische Verhältnisse (starker Wind, hoher Seegang) gekennzeichnet, so dass für diesen Einsatzbereich sehr stabile und große Gewinnungsgeräte erforderlich sind. Der Abbau mariner Vorkommen erfolgt ausschließlich im Nassabbau mit schwimmendem Gerät.



Bei terrestrischen Abbaufeldern kann die Gewinnung der Lockergesteine sowohl im Trockenen als auch im Nassen erfolgen. Liegt das abzubauen Material mehr als 1 m oberhalb des Grundwasserspiegels, so erfolgt ein Trockenabbau. In der Regel ist der Trockenabbau im Vergleich zum Nassabbau wirtschaftlicher, da die Gewinnungsgeräte oft auch im Hoch- und Tiefbau eingesetzt werden und so die Investitionskosten relativ niedrig sind. Ein weiterer Vorteil des Trockenabbaus ist, dass Abbaufortschritt und Abbauqualität unmittelbar visuell kontrolliert werden können.

Die terrestrische Nassgewinnung erfolgt mittels landgestützter oder schwimmender Gewinnungsgeräte. Die Geräte für eine landgestützte Nassgewinnung sind einfacher aufgebaut als schwimmende Geräte, da der Abbau von der Uferkante her erfolgt. Oft kommen hier auch leicht modifizierte Geräte des Trockenabbaus zum Einsatz. Durch fahrbare Unterbauten (z.B. das Raupenfahrwerk eines landgestützten Eimerkettenbaggers) sind diese Geräte mobil und können präzise versetzt werden. Ein weiterer Vorteil der landgestützten Geräte ist, dass die zur Krafteinbringung bei schwimmenden Geräten notwendige Verankerung mittels Stützpfehlen oder Ankern entfallen kann. Nachteilig dagegen ist die begrenzte Baggertiefe. Außerdem können nur Böschungen mit Neigungen von maximal rd. 30° bis 35° gebaggert werden, da sonst unter den Lasten aus dem Gewinnungsgerät Böschungsbrüche eintreten können.

Das technische Arbeitsprinzip der Gewinnungsgeräte lässt sich nach Köbke (2000) durch das Lösen, die Löseart und die Betriebsweise beschreiben. Abb. 2.7 verdeutlicht die verschiedenen Arbeitsprinzipien.

Beim Lösen des Materials unterscheidet man hydraulische, hydropneumatische, mechanische und hydromechanische Löseverfahren. Gewinnungsgeräte mit hydraulischen und hydropneumatischen Löseverfahren sind im Gegensatz zu mechanischen und hydromechanischen Löseverfahren einfacher aufgebaut und verschleißärmer. Allerdings lassen sich hydraulische und hydropneumatische Löseverfahren nur in lockeren und zulaufenden Böden mit einer geringen Lagerungsdichte und hohem Porenvolumen einsetzen, da das Lösewerkzeug keinen direkten Kontakt zum Boden hat und damit auch keine Schnittkräfte in den Boden einleiten kann. Bei schwierigen Lagerstättenbedingungen kommen mechanische oder hydromechanische Löseverfahren zum Einsatz. Für Abbautiefen von mehr als 40 m sind hydraulische und hydromechanische Löseverfahren ohne zusätzliche Ausstattung (Unterwasserpumpen, Jet- oder Druckwassereinrichtung) ungeeignet. Für Lagerstätten mit Wassertiefen größer als 80 m werden überwiegend hydropneumatische Löseverfahren eingesetzt.

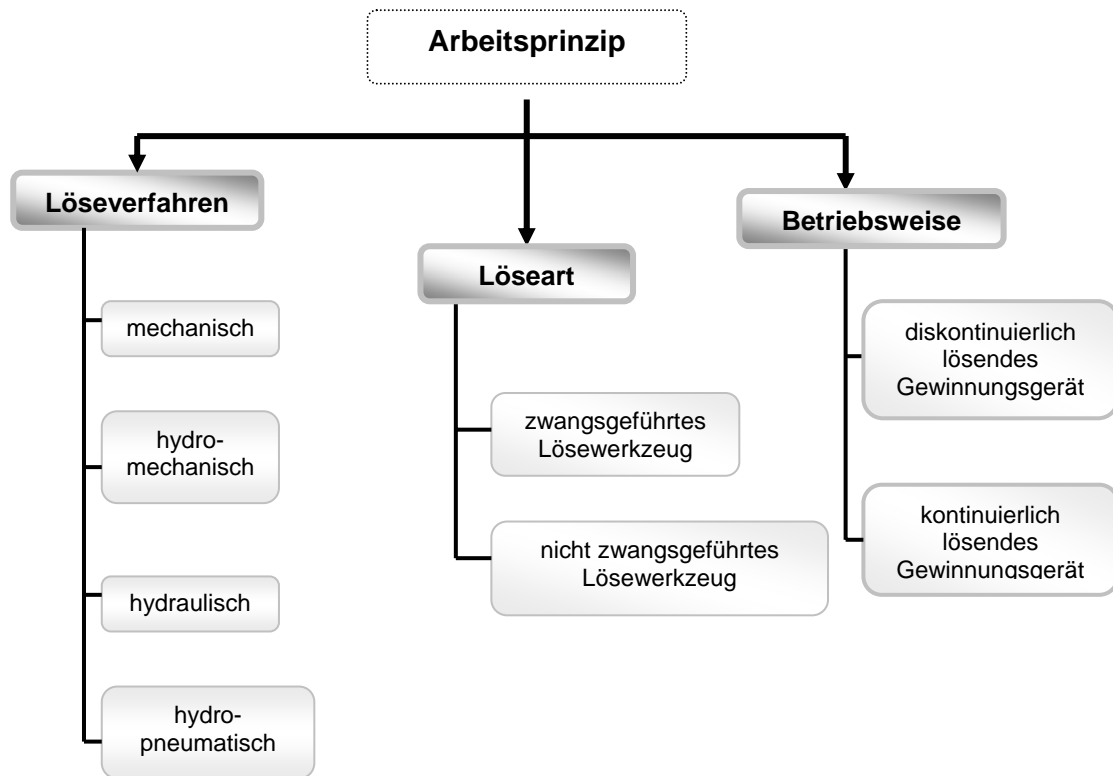


Abb. 2.7: Klassifizierung der Gewinnungsgeräte nach technischem Arbeitsprinzip

Bei der Führung des Lösewerkzeugs, auch Löseart genannt, unterscheidet man zwangsgeführtem und nicht zwangsgeführtem Lösewerkzeug. Bei der zwangsgeführten Löseart erfolgt der Krafteintrag gerichtet, d.h. das Lösewerkzeug kann innerhalb der Lagerstätte kontrolliert positioniert werden. Die nicht zwangsgeführten Lösewerkzeuge (z.B. der Greifkorb eines Schwimmgreiferbaggers oder der Kübel eines Schrappers) werden mehr oder weniger frei durch die Lagerstätte bewegt. Der Baggerführer hat keine Möglichkeit, den Krafteintrag des Lösewerkzeugs gezielt zu steuern. Bei einer solchen Löseart ist die Herstellung vorgegebener Böschungsneigungen schwierig oder auch gar nicht möglich.

Bei der Betriebsweise der Gewinnungsgeräte wird zwischen dem diskontinuierlichen und dem kontinuierlichen Gewinnungsablauf unterschieden. Zu den kontinuierlich arbeitenden Geräten gehören z.B. der Eimerkettenbagger oder der Saugbagger. Bei beiden Geräten erfolgt die Förderung des Materials ohne Unterbrechung. Im Gegensatz dazu wird beim Schwimmgreiferbagger der Greifer leer herabgelassen und voll wieder nach oben gezogen; der Abbau erfolgt diskontinuierlich.

Meyer und Fritz (2001) unterteilen den Abbaubetrieb nach schonendem und nicht schonendem Abbau. Werden die zu fördernden Sande und Kiese so entnommen, dass die Unterwasserböschungen ohne nennenswerte Umlagerungen entstehen, spricht man von scho-

nendem Abbau. Neben Eimerkettenbagger und Schürfkübelbagger können unter bestimmten Voraussetzungen (zwangsgeführter Saugkopf, häufiges Umsetzen) auch Saugbagger für den schonenden Abbau der Unterwasserböschung eingesetzt werden. Überwiegend wird beim Einsatz des Saugbaggers aber angestrebt, mit geringen Positionsänderungen auszukommen und den Saugkopf in einem Zuge bis zur genehmigten Abbautiefe abzuteufen. Dabei soll das zu fördernde Material dem Saugkopf zulaufen. Dies führt abbauseitig dazu, dass auch im Überwasserbereich liegendes, zur Entnahme vorgesehenes Material, „nachgeschoben“ wird. Ein Abbau in dieser Art wird als nicht schonend bezeichnet.

### 2.4.3 Gewinnungsgeräte im Nassabbau

Im Allgemeinen wird zunächst das über dem Wasser liegende Material im Trockenabbau gewonnen. In einigen Fällen ist die Mächtigkeit des unter Wasser anstehenden Materials jedoch so gering, dass es nicht mehr wirtschaftlich ist, auf ein schwimmendes Gerät zu wechseln. In diesen Fällen erfolgt auch der Nassabbau mit von Land aus arbeitenden Gewinnungsgeräten. Zu den gebräuchlichsten landgestützten Geräten gehören der Schürfkübelbagger, die Schrapperanlage und der Land-Eimerkettenbagger. In den meisten Fällen erfolgt die Nassgewinnung jedoch mit schwimmendem Gerät. Zu den gängigsten vom Wasser aus arbeitenden Geräten gehören der Schwimmgreiferbagger, der Saugbagger und der Eimerkettenbagger.

Die Klassifizierung der Nassabbaugeräte in Anhang A2 verschafft einen einfachen Überblick über die wichtigsten Grundlagen der Nassabbautechnik. Einzelheiten zu den Geräten sind den Herstellerbroschüren bzw. der Literatur (z.B. Dingethal et al., 1998; Stoll et al., 1992) zu entnehmen.

Wurfkübelbagger (Abb. A2.1) und Schrapperanlagen (Abb. A2.2) werden in der Sand- und Kiesgewinnung sowohl für die Trocken- als auch für die Nassbaggerung eingesetzt. Die Geräte arbeiten mit nicht zwangsgeführten Lösewerkzeugen (Wurfkübel bzw. Schrapperkasten) diskontinuierlich vom Land aus. Die Arbeitsweise der Geräte erlaubt eine schonende Herstellung von Böschungen.

Eimerkettenbagger werden als landgestützte Geräte und als Schwimmbagger gebaut (Abb. A2.3). Diese Geräte arbeiten kontinuierlich mit einer zwangsgeführten Eimerkette als Lösewerkzeug. Böschungen werden schonend abgebaut und sogar das Anlegen von Flachböschungen ist möglich.

Alle schwimmenden Geräte zur Nassgewinnung werden mit Abspannseilen festgelegt, die am Schwimmkörper angebracht sind und an festen Landankern oder im Gewässergrund an verankerten beweglichen Schleppankern enden (Czuck et al. 1987). Auch der Schwimmgrei-

ferbagger stellt ein auf Pontons montiertes Baggersystem dar (Abb. A2.4). Dieses nur in der Nassgewinnung einzusetzende Gerät hat große Abtragsmächtigkeiten bis zu 100 m. Bei der diskontinuierlichen Gewinnung mit dem nicht zwangsgeführten Greifer wird im Boden ein Krater erzeugt, der bis zur gewünschten Abbautiefe ausgebaggert wird. Nach Verholen des Geräts um einige Meter wird der Abbau an einer anderen Stelle fortgesetzt. Die ständige Überschreitung des für das anstehende Material natürlichen Böschungswinkels führt zum Nachbrechen der Kraterwände und der Abbau erfolgt nicht schonend. An der Abbausohle entsteht ein welliges Abbaurelief und flache Böschungen sind mit dieser Abbaumethode nicht herzustellen.

Saugbagger (Abb. A2.5) sind kontinuierlich arbeitende Nassbaggergeräte. Durch ein Saugrohr wird mit einer Pumpe ein Saugstrom erzeugt, der die Rohstoffe löst. Dem Tiefenfortschritt entsprechend wird das Saugrohr über eine Abhängung abgesenkt. Stehen feste oder lehmige Schichten in der Lagerstätte an, so wird der Saugbagger mit mechanischen oder hydraulischen Lösehilfen versehen. Bei der Gewinnung saugt der Bagger einen Krater und bei geeignetem Material wird bis zur geplanten Abbautiefe vertieft bevor der Bagger nach Anheben des Saugrohres verholt wird. Durch das kontinuierliche Absaugen der Bodenoberfläche wird eine Wasserströmung erzeugt, die die Bodenkörner löst und mitnimmt. Der Krater erfährt eine ständige Erweiterung und Vertiefung, so dass es auch hier zu einem ständigen Nachbrechen der Kraterwände kommt. Daher ist der Abbau zumindest beim Grundsaugbagger und bei Saugbaggern mit hydraulischen Lösehilfen nicht schonend. Hinzu kommt, dass bei diesen Typen das Saugrohr nicht zwangsgeführt ist. Wird der Saugbagger mit einer mechanischen Lösevorrichtung ausgestattet (Schneidrad- oder Schneidkopfsaugbagger) ist das Saugrohr zwangsgeführt. In diesem Fall wird der Boden nicht durch den Saugstrom sondern mechanisch durch einen Schneidkopf gelöst: Der Saugstrom dient nur noch der Förderung des Materials. Beim Abbau entstehen keine Krater und das Schneiden vorgegebener Profile ist möglich. Der Abbau erfolgt in diesem Fall schonend.

Eine Alternative zu den konventionellen Gewinnungstechniken sind Schwimmbagger, die nach dem Prinzip des Lufthebeverfahrens arbeiten (Abb. A2.6). Bei dieser Abbaumethode werden Sand und Kies durch Injektion von Pressluft in einen besonders ausgebildeten, nicht zwangsgeführten Saugkopf gelöst. Mit diesem Gerät ist ein kontinuierlicher Abbau auch in größeren Tiefen möglich. Aber auch Druckluftbagger gewinnen das Material unter Kraterbildung, so dass auch dieses Verfahren als nicht schonend einzustufen ist.

Exakte Zahlen über die Marktanteile der verschiedenen Gewinnungsgeräte sind nicht bekannt. Umfrageergebnisse von Daniels (1996) ergaben aber, dass weitaus am häufigsten, nämlich in fast der Hälfte aller Nassgewinnungsbetriebe, ein Schwimmgreiferbagger zum

Einsatz kommt und etwa ein Viertel aller Abbaustellen wird mit Hilfe eines Saugbaggers abgebaut. Die restlichen Nassgewinnungsbetriebe setzen zu gleichen Teilen Schürfkübelbagger, Schrappanlage und Eimerkettenbagger ein.

## 2.5 Einwirkungen auf die Böschungen beim Nassabbau

Für den Nachweis der Standsicherheit von Abbauböschungen in Sand und Kies unter Wasser muss vor allem die Unterwasserböschung als Gesamtsystem, bestehend aus dem Unterwasser- und Überwasserbereich und der Wasserwechselzone, analysiert werden. Dazu gehört auch die Berücksichtigung der speziell im Fall von Abbauböschungen auftretenden Einwirkungen. Bereits bei Horn (1969), der aus der Neigung von Kiesgrubenböschungen unter Grundwasser in Abhängigkeit von der Zeit Berechnungsansätze für die notwendige Breite von Sicherheitsstreifen an Kiesgrubenböschungen ableitete, und bei Böttger et al. (1978), die eine Analyse der Einflussgrößen auf die Standsicherheit von Böschungen in Sand- und Kiesgruben in Baden-Württemberg durchführten, werden die Einwirkungen auf die Abbauböschung beim Nassabbau zusammengestellt.

Die üblicherweise im Bauwesen vorkommenden Böschungen sind in der Norm als Erdkörper mit einer durch Abtrag oder Auffüllung künstlich hergestellten geneigten Geländeoberfläche definiert. Man unterscheidet Einschnittböschungen im gewachsenen Boden und Dammschüttungen aus aufgeschüttetem Material. Die Bodenkennwerte von aufgeschüttetem Material lassen sich relativ exakt erfassen und damit lässt sich auch die Böschungsstandsicherheit bei einer homogenen Schüttung genauer ermitteln als bei Böschungen aus natürlich gewachsenem Boden. Nach den derzeit gültigen Normen DIN 4084 (1981), DIN V 4084-100 (1996) bzw. E DIN 4084 (2002) sind bei der Berechnung der Böschungsstandsicherheit ungünstig wirkende Lasten in oder auf dem Gleitkörper einschließlich der Eigenlast des Gleitkörpers, Wasserdrucklasten aus Porenwasserdruck auf die Gleitfläche und Erdbebenkräfte als maßgebende Einwirkungen zu berücksichtigen.

Einwirkungen im Inneren des Gleitkörpers sind vor allem die Massenkräfte des Bodeneigengewichts. Bei der Ermittlung der Eigenlast des Gleitkörpers sind der Grund- und Außenwasserstand sowie der gewählte Ansatz für die Wasserdrucklast zu berücksichtigen. Die auch im Inneren des Gleitkörpers wirkenden Auswirkungen von Erdbeben sollen bei den hier zu beurteilenden Böschungsstandsicherheiten zunächst vernachlässigt werden.

Für äußere Lasten in oder auf dem Gleitkörper gilt, dass sie nur berücksichtigt werden, wenn sie den Böschungsbruch begünstigen. Das gilt auch für Verkehrslasten oberhalb einer Böschung. Generell wirkt jede äußere Last, die unmittelbar oberhalb einer Böschung aufgebracht wird, stabilitätsmindernd. Nach Böttger et al. (1978) ergeben sich zusätzliche Belas-



Eine Folge der Sand- und Kiesgewinnung im Nassabbau ist die Schaffung von Baggerseen. Hierbei ist ein wesentliches Merkmal die Aufhebung der ursprünglichen Neigung des Grundwasserspiegels. Sofern kein Windstau eintritt, nimmt der neu geschaffene offene Wasserspiegel immer eine horizontale Lage ein, so dass an den Böschungen, die sich grundwasserstromaufwärts und –abwärts gegenüberliegen, eine Verstärkung des Gefälles eintritt (Abb. 2.9). Außerdem kommt es, wie bei jedem Gewässer, zu Grundwasserstandsschwankungen, die ihre natürlichen Ursachen z.B. in der wechselnden Niederschlagstätigkeit haben, die aber auch durch künstliche Eingriffe beeinflusst werden können (Böttger et al., 1978). Durch den Abbau von Sand und Kies wird aber nicht nur die ursprüngliche Neigung des Grundwasserspiegels verändert. Durch den Baggervorgang wird auch die Oberfläche des Materials aufgelockert und die Scherfestigkeit des Bodens herabgesetzt. Solange im Baggersee noch Abbaubetrieb herrscht, wirken an den Endböschungen auch abbaubedingte hydraulische Einwirkungen, z.B. aus den vom Abbaugerät erzeugten Wellen.

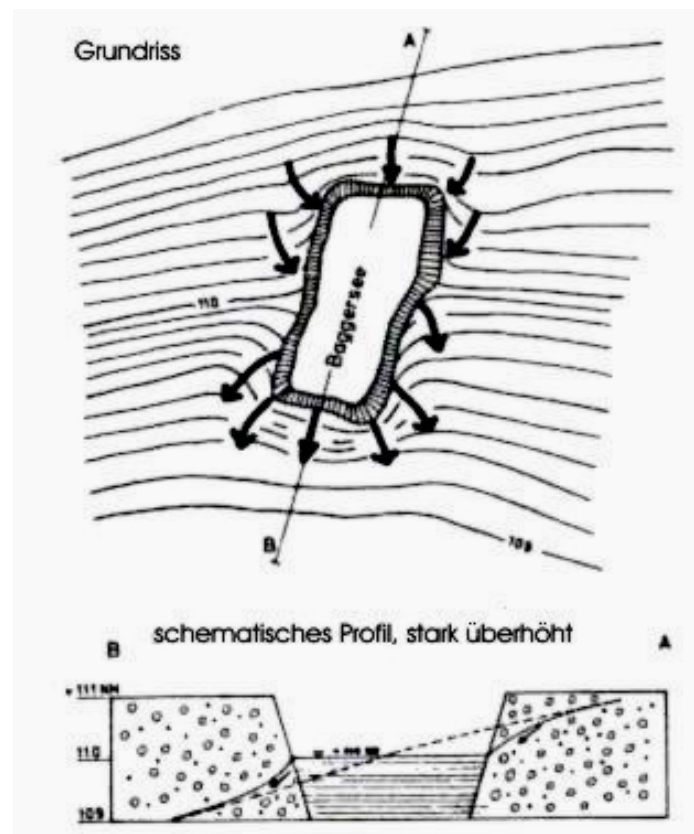


Abb. 2.9: Grundwasserstandsänderung nach Abgrabung (aus: Böttger et al., 1978)

Wellen werden in einem Baggersee durch Wind oder auch durch die Abbautätigkeit erzeugt. Das Verhalten der Wellen und ihre Wirkung auf die Böschungen sind unabhängig von der Entstehungsart der Welle. Eine wichtige Aufgabe bei der Beurteilung der Standsicherheit einer Endböschung ist es daher, die auftretende Wellenbewegung als Belastungsgröße zu analysieren. Im Rahmen dieser Arbeit werden Wellenbewegungen durch den Wasser-

spiegelabsenk vor der Böschung berücksichtigt. Eine einfache Möglichkeit, diesen welleninduzierten Wasserspiegelabsenk in einem Standsicherheitsnachweis zu berücksichtigen, wird in Abschnitt 5.4 vorgestellt.



### 3 Standsicherheit von Abbauböschungen

#### 3.1 Standsicherheit von Böschungen - Grundlagen

Jede Bodenmasse, die sich unterhalb einer geböschten Geländeoberfläche befindet, hat die Tendenz, sich infolge ihres Eigengewichts nach unten und nach vorne zu bewegen (Abb. 3.1). In und unter der Böschung können Schub- bzw. Scherspannungen auftreten, die zur Deformation des Böschungskörpers führen können. Überschreiten die Scherspannungen die Scherfestigkeit des Bodens, kommt es zu Böschungsbrüchen. Das Abrutschen eines Erdkörpers an einer Böschung auf einer Gleitfläche im Boden wird als Böschungsbruch oder Rutschung bezeichnet. Die sehr vielfältigen Bewegungsabläufe beim Böschungsbruch können plötzlich und ohne Vorankündigung oder langsam eintreten (Terzaghi und Peck, 1961). Ein Böschungsbruch tritt nicht auf, wenn die Neigung der Böschung flach genug ist, so dass alle Einwirkungen von der Festigkeit des Bodens aufgenommen werden können.

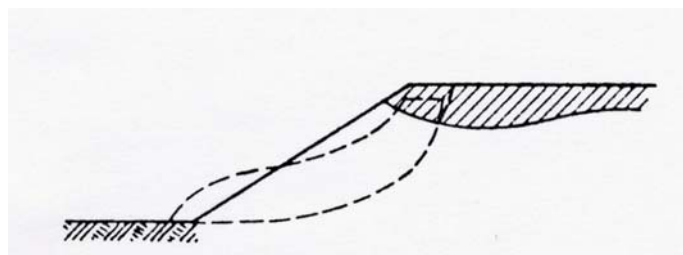


Abb. 3.1: Rutschkörper beim Bruch einer Böschung (aus: Terzaghi, 1954)

#### 3.2 Versagensformen und Schadensmechanismen

Die beim Böschungsbruch eintretenden Versagensformen sind meistens sehr komplex. Die rechnerischen Reaktionskräfte des Bodens werden in einer mehr oder weniger breit ausgebildeten Bruchzone aktiviert und schließlich überwunden. Nach Krauter (2001) können die in Abb. 3.2 dargestellten fünf Versagensformen, nämlich Fallen, Kippen, Gleiten, Driften und Fließen, unterschieden werden. Von diesen Versagensformen treten in nichtbindigen Böden überwiegend Gleit- oder Fließrutschungen auf.

Gleiten ist definiert als eine hangabwärts gerichtete Bewegung von Boden- oder Felsmassen auf Gleitflächen oder auf Zonen intensiver Scherverformung. Es lassen sich Block- und Schollenbewegungen auf vorgegebenen Trennflächen unterscheiden. Beim Gleiten bleibt die Oberfläche der Bodenmasse oft relativ ungestört. Dagegen ist Fließen eine räumliche, kontinuierliche Bewegung, bei der Scherflächen nur kurzzeitig vorhanden und dicht angeordnet sind, gewöhnlich aber nicht erhalten bleiben. Beim Fließen treten Rutschungen plötzlich in schnell verlaufenden flüssigkeitsähnlichen Bewegungen ein. In der vorliegenden Arbeit werden Gleitrutschungen untersucht. Böschungsbrüche infolge Fließrutschungen, auch als Set-

zungsfließen bezeichnet, treten besonders bei gleichförmigen und locker abgelagerten Sanden oder schluffigen Sanden als Folge temporär erhöhter Porenwasserdrücke auf, sind aber nicht Gegenstand dieser Arbeit.

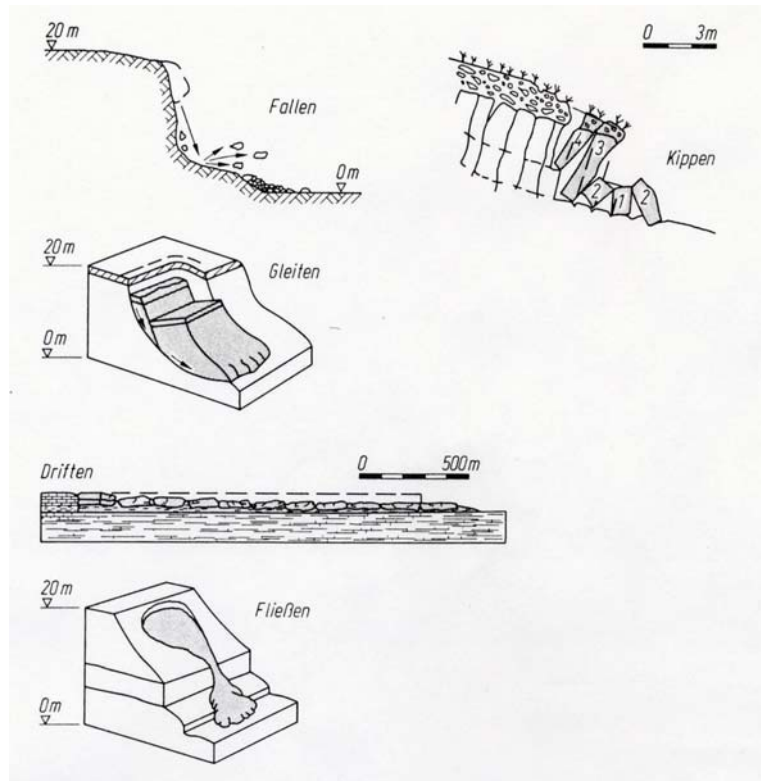


Abb. 3.2: Rutschungstypen (aus: Krauter, 2001)

Die Verformungsvorgänge, die zu Böschungsbrüchen führen, müssen kinematische Randbedingungen erfüllen. Ohne Zwang möglich sind Schadensmechanismen mit durchgehenden ebenen und kreiszylinderförmigen Gleitflächen. Mit vernachlässigbar geringem Zwang lassen sich auch mehrteilige, oft keilförmige Bruchkörper vorstellen, die sich entlang der Scherfugen relativ zueinander bewegen.

Eine wichtige Aufgabe im Rahmen der Standsicherheitsberechnung ist zunächst die Festlegung der Gleitfläche. Schultze (1982) stellt einige Vorschläge für einfache Gleitlinienformen zusammen. Danach ist die Gleitfläche in homogenen Böden mehr oder weniger stark gekrümmt. Die Krümmung hängt stark vom bindigen Anteil ab und ist umso stärker, je größer die Kohäsion ist. In Standsicherheitsuntersuchungen kann die tatsächliche Gleitfuge i. A. mit ausreichender Näherung durch einen Kreisbogen, wie er in Abb. 3.3 a, c und g dargestellt ist, oder durch eine logarithmische Spirale nach Abb. 3.3b, ersetzt werden. Geologisch vorgeprägte Gleitflächen bedingen ebene Gleitflächen, die durch eine Gerade nach Abb. 3.3d beschrieben werden können. Vorgegebene Gleitflächen treten insbesondere an waagrecht oder geneigt abgelagerten Schichtgrenzen auf. Aber auch in homogenen Böden können Bö-

schungsbrüche auf ebenen Gleitflächen auftreten. Solche Rutschungen wurden vorwiegend in homogenen körnigen und kohäsionslosen Böden beobachtet. Die untersuchten Böschungsrutschungen weisen in solchen Böden fast immer nur geringe Tiefen auf, sind also oberflächennah und die Gleitflächen sind in erster Näherung Ebenen. Weisen diese Böden aber eine scheinbare Kohäsion auf, so können sich auch in Sanden und Kiesen kreisförmige Gleitflächen ausbilden.

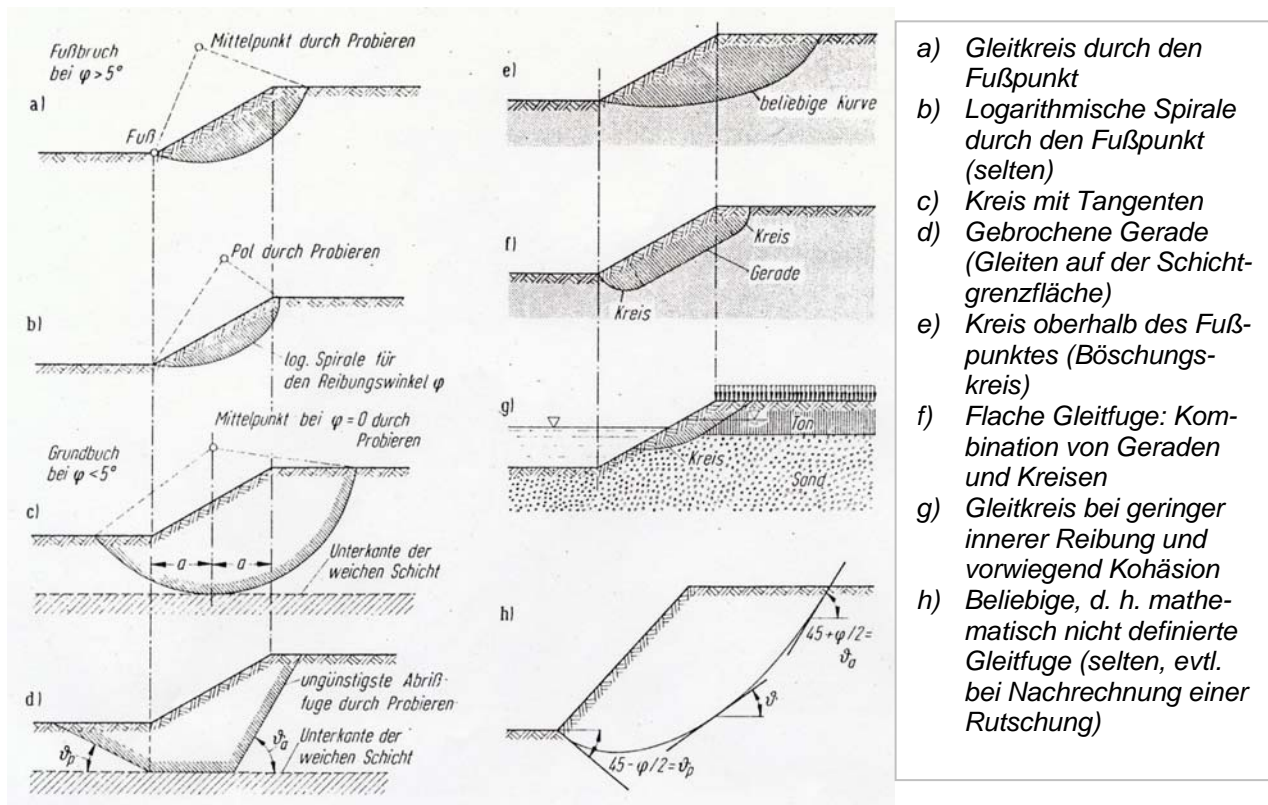


Abb. 3.3: Vorschläge für einfache Gleitlinienformen (nach: Schultze, 1982)

Beim Nachrechnen bereits eingetretener Böschungsrutschungen muss die in der Berechnung angenetzte Gleitfläche möglichst genau der aufgemessenen Gleitfläche angenähert werden. Meist ist es möglich, Polygonzüge oder deren Kombination mit Kreisbögen als Näherung in Form einer kombinierten Gleitfläche zu benutzen. Die Abb. 3.3 e und f zeigen solche Gleitflächen. In einigen Fällen wird man aber auch beliebige Gleitflächen ohne mathematische Definition verwenden (Abb. 3.3 h).

Wie bei jedem Bruchmechanismus entwickeln sich die Gleitflächen progressiv, das heißt, sie beginnen in den am stärksten beanspruchten Bereichen und pflanzen sich in die benachbarten Bereiche fort. Meist zeigen Rissbildungen an der Böschungsoberkante den Beginn eines Böschungsrutschens an. Eine Gleitrutschung kann sich in Stunden, Tagen oder Monaten entwi-

ckeln, der Bruchvorgang selbst läuft dann innerhalb von Minuten oder Stunden ab. Nach dem Bruch kommt der Gleitkörper in einer neuen stabilen Gleichgewichtslage zur Ruhe.

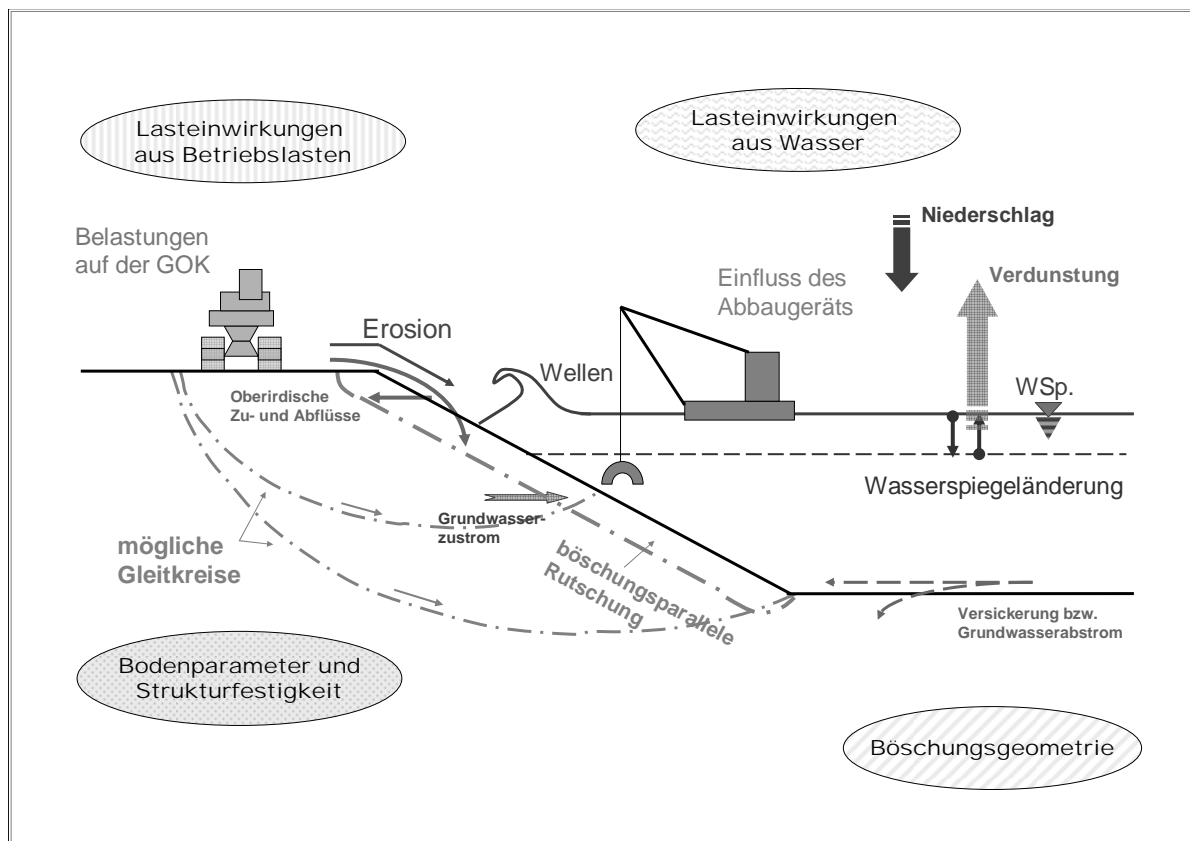


Abb. 3.4: Schadensmechanismen und Schadensursachen an wasserbelasteten Böschungen

In Abb. 3.4 ist eine wasserbelastete Böschung mit verschiedenen denkbaren Schadensmechanismen im Böschungsuntergrund und verschiedenen Einflüssen, die als Auslöser für die Schäden in Frage kommen können, dargestellt. Potentielle Gleitflächen bilden sich entweder tief liegend oder oberflächennah und böschungsparetele aus. Weiterhin können großflächige Verformungen stattfinden, die sich in Setzungen, Hebungen oder Verflüssigungen des Bodens äußern. Aber auch ein örtlicher Bodenaustrag bis hin zur rückschreitenden Erosion kann die Böschung in ihrer Standsicherheit gefährden.

### 3.3 Einflussparameter

Für die Standsicherheit einer Böschung sind u. a. die Bodenschichtung und die bodenmechanischen Eigenschaften der Schichten, der Grundwasserstand in und der Außenwasserstand vor der Böschung sowie die Belastungen in und auf der Böschung von Bedeutung. Ein Böschungsbruch tritt ein, wenn das Gleichgewicht zwischen widerstehenden und einwirkenden Kräften in der Böschung verletzt ist. Durch sehr steile Böschungen, große Lasten am

Böschungskopf, schräg verlaufende Bodenschichten mit geringer Festigkeit, große böschungsabwärts gerichtete Strömungskräfte oder sehr locker gelagerte Böden kann das Eintreten eines Böschungsbruchs begünstigt werden. Die in Abb. 3.4 schematisch dargestellt wichtigsten Einflussparameter sind in Tabelle 3.1 in materialabhängige und materialunabhängige Einflüsse aufgeteilt.

Tab. 3.1: Einflussparameter auf die Standsicherheit von Böschungen

<u>materialabhängig</u>	<u>materialunabhängig</u>
<b>BODENMECHANISCHE EIGENSCHAFTEN</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Wichte des Böschungsbodens</li> <li>○ Korngrößenverteilung</li> <li>○ Kornform</li> <li>○ Lagerungsdichte und Porenraum</li> <li>○ Wassergehalt</li> <li>○ Konsistenz</li> <li>○ Scherfestigkeit</li> <li>○ Formänderungsverhalten</li> <li>○ Wasserdurchlässigkeit</li> <li>○ Kapillarität</li> <li>○ Sättigungsgrad</li> </ul> <b>STRUKTURFESTIGKEIT DES BÖSCHUNGSBODENS</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>● Ungestörtes, gewachsenes Material</li> <li>● Gestörtes Material</li> </ul>	<b>BÖSCHUNGSGEOMETRIE</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Böschungsneigung</li> <li>○ Böschungshöhe</li> <li>○ Grundwasserstand</li> <li>○ Außenwasserstand</li> </ul> <b>LASTEINWIRKUNGEN</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Massenkräfte</li> <li>○ Betriebslasten (z.B. Gewinnungsgerät)</li> <li>○ Einwirkungen aus dem laufenden Abbaubetrieb: <ul style="list-style-type: none"> <li>● Ständige Lasten (Abbau, Betriebslasten)</li> <li>● Nicht ständige Lasten (Verkehrslasten)</li> </ul> </li> <li>○ Dynamische Lasten (Erdbeben, Erschütterungen)</li> <li>○ Stationäre Strömungsvorgänge</li> <li>○ Instationäre Strömungsvorgänge (z.B. Wellen)</li> <li>○ Erosion</li> </ul>

Zu den materialabhängigen Einflüssen zählen Bodenparameter und Strukturfestigkeit, aus denen insbesondere die Größe der Scherfestigkeit des Bodens bestimmt wird. Böschungsgeometrie und Lasteinwirkungen werden als materialunabhängige Einflüsse bezeichnet. Diese Faktoren bestimmen überwiegend das im Böschungsbereich vorhandene Kräftegleichgewicht und können sowohl stabilitätsfördernd als auch stabilitätsmindernd wirksam werden.

Der Widerstand, den ein Boden gegen eine Gestaltänderung mobilisieren kann, ist seine Scherfestigkeit. Sie entspricht der größten Schubspannung, die vom Material aufgenommen werden kann, ohne dass ein Bruch eintritt. Die Berechnung der Scherfestigkeit von Böden geht auf das Schergesetz von Coulomb für feste Körper zurück und ist abhängig vom wirkamen Winkel der inneren Reibung  $\varphi'$  und von der wirksamen Kohäsion  $c'$ . Beide Scherparameter lassen sich im Labor bestimmen. Auch materialabhängige Faktoren wie Korngrößenverteilung, Kornform, Lagerungsdichte, Konsistenz und Porenvolumen beeinflussen die

Größe von  $\phi'$  und  $c'$ , so dass die Größe der Scherfestigkeit des Bodens auch von diesen bodenmechanischen Eigenschaften abhängt. Ebenso zählt die Strukturfestigkeit der Böden zu den materialabhängigen Einflussfaktoren. Hierbei wird der Unterschied zwischen Böschungen aus ungestörtem und gestörtem Material berücksichtigt, denn ungestörtes Material besitzt in der Regel auf Grund seiner Ablagerungsverhältnisse eine größere Festigkeit als gestörtes Material. So wird z.B. von Kieslinger (1961) gezeigt, dass in erdfeuchten Sanden fast lotrechte Wände hergestellt werden können, die jahre- oder sogar jahrzehntelang standfest bleiben. Ob und wie lange Sandlagerstätten eine Kohäsion besitzen, ist für die richtige Einschätzung der Standsicherheit einer Böschung von ausschlaggebender Bedeutung.

Zu den wichtigsten materialunabhängigen Einflussgrößen gehört das Wasser. Es kann in einer Böschung als gebundenes Bodenwasser (Kapillar-, Saug- oder Haftwasser) und als freies Bodenwasser auftreten oder es kann die Böschung als bewegtes Oberflächenwasser z.B. in Form von Wellen oder durch Strömungskräfte belasten. Die Wirkung des Wassers auf die Bodeneigenschaften kann sehr verschieden sein. Unterschieden wird zwischen Auftrieb, Strömungsdruck und Porenwasserdruck. Aber nicht in jedem Bereich einer Böschung treten diese Beanspruchungen in gleichem Umfang auf. Um die Folgen der Wirkung des Wassers auf die unterschiedlichen Böschungsbereiche genauer bewerten zu können, wird die wasserbelastete Böschung in eine Unterwasserzone, die den ständig unter Wasser stehenden Teil der Böschung umfasst, in eine Wasserwechselzone, die durch den natürlichen mittleren niedrigsten und mittleren höchsten Wasserstand vor der Böschung zuzüglich eines Wellenschlagbereichs nach unten und oben begrenzt wird und in die Überwasserzone, die nie unter Wasser steht und nur gelegentlich von Sickerwässern durchströmt wird, aufgeteilt (Abb. 3.5).

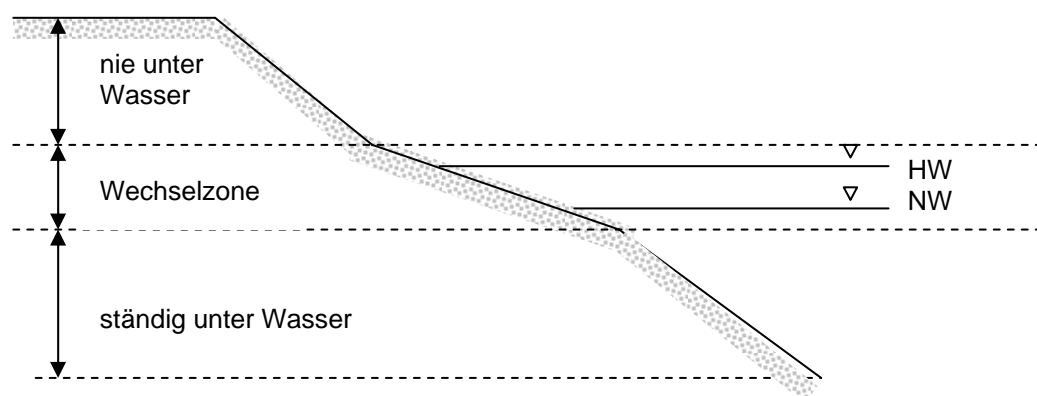


Abb. 3.5: Unterschiedliche Böschungsbereiche einer wasserbelasteten Böschung (nach: Böttger et al., 1978)

Ein Einfluss, der ständig wirkt, jedoch im statischen Standsicherheitsnachweis nicht erfasst wird, ist die Erosion. Erosion ist der Oberbegriff für Abtragungsprozesse bei denen Material durch natürliche Kräfte wie z.B. Wasser und Wind aufgenommen und abgetragen wird. Ero-

sionsvorgänge, die durch die Strömung des Wassers verursacht werden, treten z.B. als Erosion durch abfließendes Niederschlagswasser in Böschungsbereichen oberhalb des Grundwasserspiegels oder als Erosion durch Wellenschlag im Bereich der Wasserwechselzone auf. An Böschungen führt der natürliche Materialabtrag zu einer Zerschneidung und Abflachung.

Zusätzliche Auflasten oberhalb der Böschung wirken sich auf die Standsicherheit einer Böschung aus. Im Bereich von Sand- und Kiesgruben sind dies vor allem Betriebslasten von Abbaueinrichtungen wie Gewinnungsgeräten, Abfüllanlagen oder Material- bzw. Abraumdeponien. Abhängig vom eingesetzten Gewinnungsgerät sind zusätzlich zu den Betriebslasten Erschütterungen aus dem Abbaubetrieb im Böschungsbereich zu berücksichtigen oder Belastungen aus Wellenschlag in der Wasserwechselzone der Böschung in die Bewertung mit einzubeziehen. Die Auflockerungsvorgänge beim Abbau führen zu einer Abnahme der Scherfestigkeit, der Gewinnungsbetrieb hat damit einen direkten Einfluss auf die in den Standsicherheitsnachweisen anzusetzenden bodenmechanischen Kennwerte.

Erschütterungen stören das statische Gleichgewicht und dynamische Einwirkungen, wie z.B. Erdbeben, künstliche Erschütterungen aus Verkehr, Verdichtung von Aufschüttungen, Sprengungen oder schwingungsintensive Maschinenanlagen, können den Böschungskörper zusätzlich sogar in Schwingungen versetzen. Dynamische Einwirkungen sind nicht Gegenstand der vorliegenden Untersuchungen, sie sind der Vollständigkeit halber aber in dieser Auflistung mit angeführt.

Neben den bereits aufgezählten Einflüssen gehen auch geometrische Randbedingungen, wie Böschungsneigung, Böschungshöhe und Lage der Wasserstände in und vor der Böschung in die Nachweise ein. Im Gegensatz zu allen anderen Einflüssen ist die Geometrie einer Böschung schon vor Beginn der Untersuchungen bekannt. Die Bestimmung der einwirkenden Kräfte und ihrer möglichen zeitlichen Veränderung sowie der bodenmechanischen Parameter ist dagegen nicht immer eindeutig.

### **3.4 Bewertung der Böschungsstandsicherheit**

Böschungen sind so zu dimensionieren, dass ihre Standsicherheit für die geplante Lebensdauer gewährleistet ist. Daher kommt es beim Nachweis der Standsicherheit insbesondere darauf an, einwirkende und widerstehende Kräfte und ihre zeitlichen Veränderungen möglichst exakt zu erfassen. Unwägbarkeiten bei der Beschreibung des Bodens und der tatsächlich wirkenden Lasten können jedoch zu Unsicherheiten bei der Bewertung der Standsicherheit einer Böschung führen. Nach Böttger et al. (1978) ergeben sich diesbezüglich speziell

beim Nachweis der Standsicherheit wasserbelasteter Abbauböschungen eine ganze Reihe von Schwierigkeiten.

Schon bei der Bestimmung der Scherfestigkeit des Böschungsbodens ergeben sich erste Fragen. Die Scherfestigkeit des Bodens wird nach der Coulombschen Bruchbedingung durch die Scherparameter wirksame Kohäsion  $c'$  und wirksamer Reibungswinkel  $\varphi'$  ausgedrückt. Beide Größen sind von der Porenzahl  $e$  und damit vom Verhältnis des Porenvolumens zum Feststoffvolumen abhängig. Je größer die Porenzahl, desto lockerer ist der Boden gelagert und desto geringer ist seine Scherfestigkeit. Abhängig vom Fortschritt des Abbaus und von der Abbauart kann der Boden in den Böschungen durch die Abbaubeanspruchung aufgelockert werden, allerdings lässt sich die Größenordnung der Auflockerung kaum quantifizieren.

Beim Ansatz der Kohäsion ist zu fragen, ob sie ggf. nicht über die gesamte Böschungshöhe angesetzt werden darf oder ob innerhalb der Böschungsstandzeit die Kohäsion z.B. durch Austrocknung oder Wassersättigung zumindest teilweise verloren gehen kann. Unabhängig davon hat ungestörter Boden aber auch eine auflastunabhängige Festigkeit, die in der Bodenmechanik als Strukturfestigkeit bekannt ist. Sie wird allerdings in Nachweisen oft nicht unmittelbar eingesetzt, weil der Nachweis der dauerhaften Verfügbarkeit im Einzelfall problematisch sein kann.

Maßgebend für die Standsicherheit einer Böschung sind ungünstige Einwirkungen und ihre Kombinationen. Häufig werden aber zusätzliche Auflasten auf der Böschungskrone oder Wasserspiegelschwankungen im Böschungsbereich vernachlässigt oder die Auswirkungen aus Auflockerungen und Wellenbelastungen aus dem Abbaubetrieb unterschätzt. Oft wird insbesondere bei der Festlegung des einzuhaltenden Sicherheitsniveaus die innerhalb der Standzeit mögliche Veränderung der einwirkenden Kräfte unterbewertet.

Im Rahmen des Standsicherheitsnachweises muss für die maßgebende Einwirkungskombination der Grenzgleichgewichtszustand nachgewiesen und ein zuvor definiertes Sicherheitsniveau eingehalten werden. In diesem sollen im Wesentlichen die Schwankungen der Eingangsparameter abgedeckt werden, aber auch die Unzulänglichkeiten der Modellbildungen. Abhängig vom Sicherheitsanspruch wird das Sicherheitsniveau entsprechend den Angaben der DIN 4084 (1981) bzw. E DIN 4084 (2002) gewählt, so dass ein Versagen der Böschung mit hinreichender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen wird.

Die nach DIN 4084 (1981) einzuhaltenden Sicherheiten sind in Tabelle 3.2 angegeben. Grundlage ist hierbei die Sicherheitsdefinition von Fellenius (1927) nach Gleichung 3.1



$$\eta = \frac{\text{vorhandene Scherfestigkeit}}{\text{mobilisierte Scherfestigkeit}} = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'}{\tau} \quad (\text{Gl. 3.1})$$

Die im Boden tatsächlich vorhandene Scherfestigkeit  $\tau_f$  ergibt sich nach der Coulombschen Bruchbedingung aus der wirksamen Kohäsion  $c'$ , der wirksamen Spannung  $\sigma'$  und dem wirksamen Winkel der inneren Reibung  $\varphi'$ .  $\tau$  ist die aus der Belastung resultierende mobilisierte Scherfestigkeit im Boden.

Tab. 3.2: Sicherheiten nach DIN 4084 (1981)

1	2	3	4	Bemerkungen
Lastfall	$\eta$	$\eta_r$	$\eta_r/\eta_c$	<b>Spalte 2:</b> Werte gelten für das Lamellenverfahren <b>Spalte 3:</b> Werte gelten für das lamellenfreie Verfahren <b>Spalte 4:</b> Werte gelten für das lamellenfreie Verfahren, wenn $c > 20 \text{ kN/m}^2$
1	1,4	1,3	0,75	
2	1,3	1,2	0,75	
3	1,2	1,1	0,75	
<b>Lastfälle nach DIN 1054 (1976)</b> <b>Lastfall 1:</b> ständige Lasten und regelmäßig auftretende Verkehrslasten (auch Wind) <b>Lastfall 2:</b> außer den Lasten des LF 1 gleichzeitig, aber nicht regelmäßig auftretende große Verkehrslasten; Belastungen, die nur während der Bauzeit auftreten <b>Lastfall 3:</b> außer den Lasten des LF 2 gleichzeitig mögliche außerplanmäßige Lasten (z.B. durch Ausfall von Betriebs- und Sicherungsvorrichtungen oder bei Belastung infolge von Unfällen)				

Fellenius geht davon aus, dass das Grenzgleichgewicht für die Sicherheit  $\eta = 1$  definiert ist. Ist kein Grenzgleichgewicht vorhanden und ist die Sicherheit  $\eta > 1$ , gilt das Coulombsche Gesetz in der Gleitfläche nicht und die mobilisierten Scherspannungen bleiben unter den Coulombschen Werten. Um das Coulombsche Gesetz trotzdem auf die Gleitfläche anwenden zu können, muss der Fall des Grenzgleichgewichts künstlich herbeigeführt werden. Dies geschieht nach der Fellenius-Regel dadurch, dass man sich das vorhandene Wertepaar  $c'$  und  $\tan \varphi'$  im selben Verhältnis so lange auf ein anderes Wertepaar  $c_{\text{mob}}$  und  $\tan \varphi_{\text{mob}}$  abgemindert denkt, bis Grenzgleichgewicht eintritt. Die Sicherheit ergibt sich in diesem Fall als das Verhältnis der Wertepaare  $c'$  bzw.  $\tan \varphi'$  zu  $c_{\text{mob}}$  bzw.  $\tan \varphi_{\text{mob}}$ . Beim Nachweis des Gleichgewichts an einem möglichen Bruchkörper wird die Sicherheit bei Anwendung der Fellenius-Regel also dadurch berücksichtigt, dass die vorhandene Scherfestigkeit des Bodens nur in einem bestimmten Maß in Anspruch genommen wird. Bei der Grenzgleichgewichtsanalyse wird zunächst die entlang der potentiellen Bruchfläche für die Stabilität erforderliche Scherfestigkeit berechnet und dann mit der Größe der verfügbaren Scherfestigkeit des Bodens verglichen. Um eine ausreichende Sicherheit zu erhalten, muss die tatsächlich mobilisierte Scherkraft kleiner sein, als die mobilisierbare und damit maximal mögliche.

Grundlage der neuen Normung nach E DIN 4084 (2002) und der aktuellen DIN 1054 (2005) ist das so genannte probabilistische Sicherheitskonzept. Bei Nachweisen innerhalb des probabilistischen Sicherheitskonzepts werden die charakteristischen Werte der Beanspruchungen  $E_k$  und Widerstände  $R_k$  mit Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_F$  und  $\gamma_R$  versehen und in Bemessungswerte der Beanspruchungen  $E_d$  und Widerstände  $R_d$  nach Gleichung 3.2 und 3.3 umgerechnet.

$$E_d = E_k \cdot \gamma_F \quad (\text{Gl. 3.2})$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (\text{Gl. 3.3})$$

Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C) sind die charakteristischen Werte der Scherfestigkeit  $\tan\varphi'_k$  und  $c'_k$  mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_\varphi$  und  $\gamma_c$  für Widerstände nach Tabelle 3.3 in die Bemessungswerte der Scherfestigkeit  $\tan\varphi'_d$  und  $c'_d$  umzurechnen:

$$\tan\varphi'_d = \frac{\tan\varphi'_k}{\gamma_\varphi} \quad (\text{Gl. 3.4a})$$

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} \quad (\text{Gl. 3.4b})$$

Tab. 3.3: Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände nach DIN 1054 (2005)

Widerstand	Formelzeichen	Lastfall		
		Lastfall 1	Lastfall 2	Lastfall 3
<b><u>GZ 1 C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit</u></b>				
<b>Scherfestigkeit</b>				
Reibungsbeiwert $\tan\varphi'$	$\gamma_\varphi$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion $c'$	$\gamma_c$	1,25	1,15	1,10
<b>GZ 1 C: Nachweis der Gesamtstandsicherheit</b>				
<b>Lastfall1:</b> ständige Bemessungssituation				
<b>Lastfall 2:</b> vorübergehende Bemessungssituation				
<b>Lastfall 3:</b> außergewöhnliche Bemessungskombination				

Das Teilsicherheitskonzept nach E DIN 4084 (2002) ist seinem Anspruch nach ein probabilistisches Sicherheitskonzept, bei dem die statistische Verteilung der Einwirkungen  $E$  und der Widerstände  $R$  miteinander verglichen wird. Dieser Vergleich erfolgt für jeden möglichen Grenzzustand mit Hilfe einer Grenzzustandsgleichung. Im Grenzzustand sind die Einwirkungen gleich den Widerständen. Ausreichende Sicherheit gegen Versagen wird nachgewiesen, wenn die Bedingung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach E DIN 4084 (2002) mit den Teilsicherheitsbeiwerten für den GZ 1C

$$\frac{R}{E} = f \geq 1 \quad \text{bzw.} \quad \frac{E}{R} = \mu \leq 1 \quad \text{oder} \quad \frac{R_M}{E_M} = f \geq 1 \quad \text{bzw.} \quad \frac{E_M}{R_M} = \mu \leq 1 \quad (\text{Gl. 3.5})$$

für jeden in Frage kommenden Bruchmechanismus erfüllt ist. Wie weit der Gleichgewichtszustand vom Grenzzustand der Tragfähigkeit entfernt ist, wird durch den Ausnutzungsgrad der Bemessungswiderstände  $\mu = 1/f$  ausgedrückt. Setzt man alle Teilsicherheitsbeiwerte gleich 1, so entspricht  $\mu$  dem herkömmlichen Sicherheitsbeiwert  $\eta$  nach Fellenius. Die Sicherheitsdefinition nach Fellenius ist im Grundgedanken demnach ein Vorläufer des Sicherheitskonzepts nach E DIN 4084 (2002).

Bei der Standsicherheitsbetrachtung von Böschungen muss zwischen lokalen Bruchzuständen an der Böschungsoberfläche und globalen Bruchzuständen im Boden und damit auch zwischen lokalen und globalen Sicherheiten unterschieden werden. Für die Gesamtstandsicherheit sind lokale und oberflächennahe Bruchzustände nicht maßgebend. Sie werden bei Dauerböschungen meist durch konstruktive Maßnahmen verhindert.

### 3.5 Böschungsbruchberechnung nach DIN 4084

#### 3.5.1 Allgemeines

In DIN 4084 (1981) mit den zugehörigen Beiblättern 1 (1981) und 2 (1983) sind Berechnungsgrundlagen und einfache gebräuchliche Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Standsicherheit längs kreiszylindrischer Gleitflächen angegeben. Die Böschungsstandsicherheit wird auf der Grundlage des globalen Sicherheitskonzepts nach DIN 1054 (1976) bestimmt. Die in der Norm vorgeschlagenen Berechnungsverfahren gelten für den ebenen Fall und für kreisförmige Gleitflächen. Für den praktischen Gebrauch werden aus der Vielzahl existierender Nachweisverfahren das Lamellenverfahren von Bishop (1952) und das lamellenfreie Verfahren von Fröhlich (1950) bzw. Borowicka (1970) zur Berechnung der Böschungsstandsicherheit empfohlen.

Gegenüber DIN 4084 (1981) kann der Nachweis der Standsicherheit in der E DIN 4084 (2002) für zwei Arten von Bruchmechanismen geführt werden: Bruchmechanismen mit einem Gleitkörper und zusammengesetzte Bruchmechanismen mit mehreren Gleitkörpern und geraden Linien. Neben dem Gleitkörper mit kreisförmiger Gleitlinie werden die Berechnungsverfahren in der E DIN 4084 (2002) noch um ihre Anwendbarkeit auf allgemeine gerade und beliebig einsinnig gekrümmte Gleitlinien und um das Blockgleit-Verfahren zur Berechnung zusammengesetzter Bruchmechanismen erweitert. Außerdem basiert die E DIN 4084 (2002) auf dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte unter Zugrundelegung des probabilistischen Sicherheitskonzepts nach DIN 1054 (2005).

Die vorgeschlagenen Berechnungsverfahren gelten sowohl für den Nachweis gegen Geländebruch als auch für den Nachweis gegen Böschungsbruch und Hangrutschung. Die Begriffsdefinitionen sind Abb. 3.6 zu entnehmen. In dieser Arbeit wird ausschließlich der Nachweis gegen Böschungsbruch betrachtet.

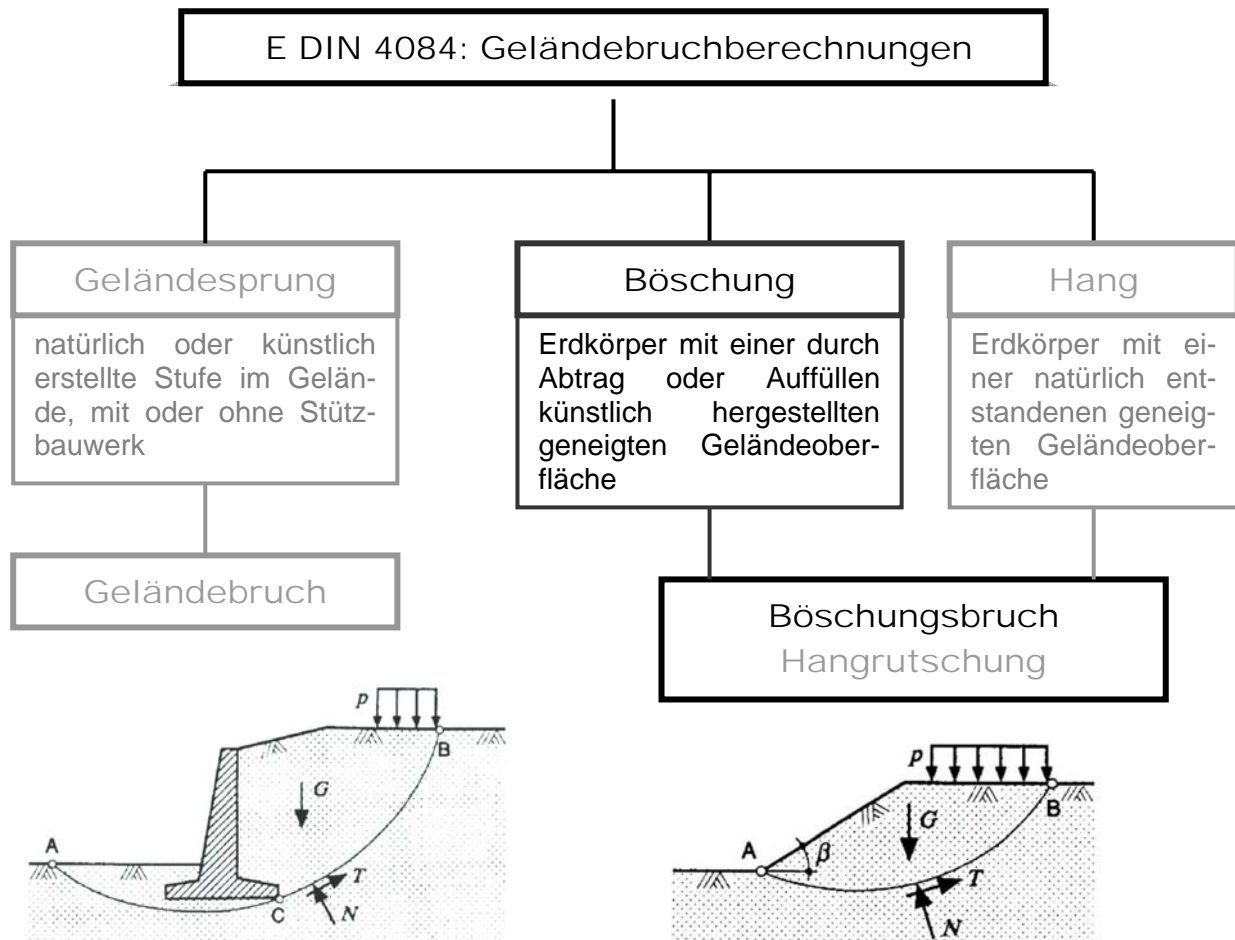


Abb. 3.6: Begriffsdefinitionen nach E DIN 4084 (2002)

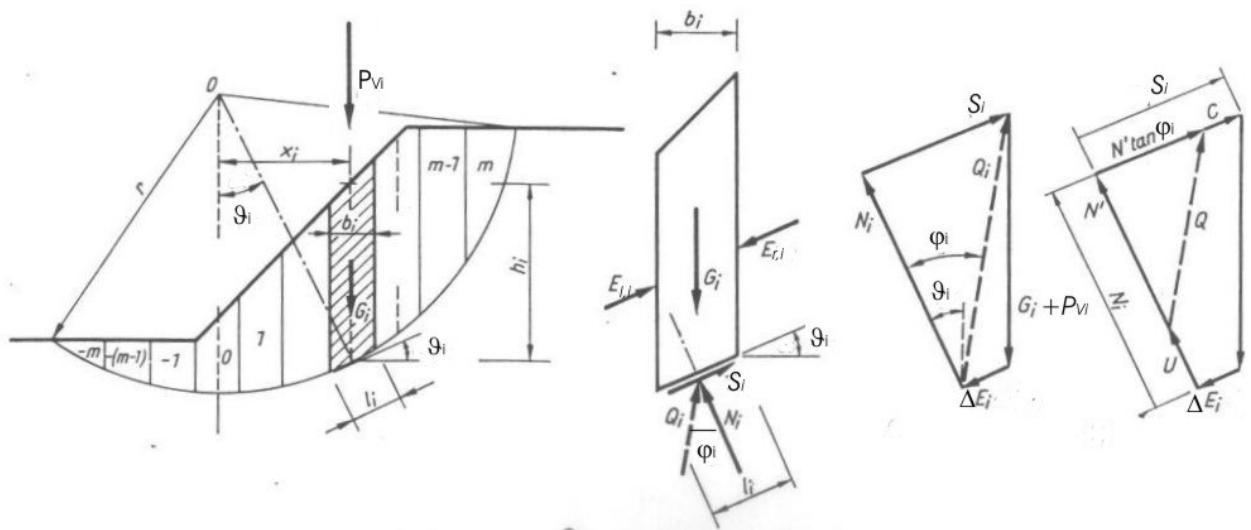
### 3.5.2 Lamellenverfahren nach E DIN 4084 (2002)

Beim Lamellenverfahren wird zunächst ein möglicher Gleitkreis der betrachteten Böschung mit dem Mittelpunkt M und dem Radius r in Lamellen unterteilt, deren Breite entsprechend der Schichtung des Bodens und der Geländeform gewählt werden sollte. Zu jeder Lamelle i gehören ein unter  $\vartheta_i$  geneigter Gleitflächenabschnitt der Breite  $b_i$  mit der Kohäsion  $c_i$  und dem Reibungswinkel  $\varphi_i$ .

Für die in Abb. 3.7 dargestellte Einzellamelle wird das Gleichgewicht zwischen ihrem Eigengewicht  $G_i$  einschließlich einer eventuellen Auflast  $P_{Vi}$ , dem Unterschied der seitlichen Erd-druckkräfte  $\Delta E_i = E_{l,i} - E_{r,i}$  und der unter  $\varphi_i$  gegen der Radius r geneigten Reaktionskraft  $Q_i$  in

der Gleitfuge hergestellt. Wirkt in der Gleitfläche Kohäsion, so wird zusätzlich zu  $Q_i$  auch die Kohäsionskraft  $C_i$  berücksichtigt.

$G_i$ ,  $P_{vi}$  und  $C_i$  sind der Größe und Richtung nach bekannt. Die seitlichen Erddruckkräfte  $\Delta E_i$  sind bei entsprechenden Annahmen der Richtung nach bekannt, so dass man für jede Lamelle die Größe der Reaktionskraft  $Q_i$  und durch Zerlegung in ihre Normal- und Tangentialrichtung die Verteilung der Normal- und Schubkräfte entlang der Gleitfläche erhält.



**Abb. 3.7:** Lamellenverfahren

In der Gleitfläche wirken die Tangentialkräfte  $T_i$  und die Normalkräfte  $N_i$

$$T_i = (G_i + P_{Vi}) \cdot \sin \vartheta_i \quad (\text{Gl. 3.6})$$

$$N_i = (G_i + P_{Vi}) \cdot \cos \vartheta_i \quad (\text{Gl. 3.7})$$

wobei die Tangentialkraft  $T_i$  eine Einwirkung ist und als aktive, treibende Kraft an der Lamelle wirkt (Abb. 3.8).

Schreibt man das Moment um den Gleitkreismittelpunkt  $M$  an, so geht die senkrecht zur Gleitfuge wirkende Kraftkomponente  $N_i$  durch den Gleitkreismittelpunkt  $M$  und erzeugt kein Moment, da ihr Hebelarm verschwindet.  $N_i$  wirkt aber über die Coulombsche Bruchbedingung für den Scherwiderstand  $S_i$  nach Gleichung 3.8 als widerstehende Kraft:

$$S_i = N_i \cdot \tan \varphi_i + C_i = (G_i + P_{Vi}) \cdot \cos \vartheta_i \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot l_i \quad (\text{Gl. 3.8})$$

Nach E DIN 4084 (2002) wird eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen eingehalten, wenn die Bedingung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Gleichung 3.5 bzw.

$$\frac{E_M}{R_M} = \mu \leq 1 \quad (\text{Gl. 3.9})$$

erfüllt ist.  $E_M$  steht dabei für das resultierende Moment aus den Einwirkungen um den Gleitkreismittelpunkt und  $R_M$  für das resultierende Moment aus den Widerständen um den Gleitkreismittelpunkt.

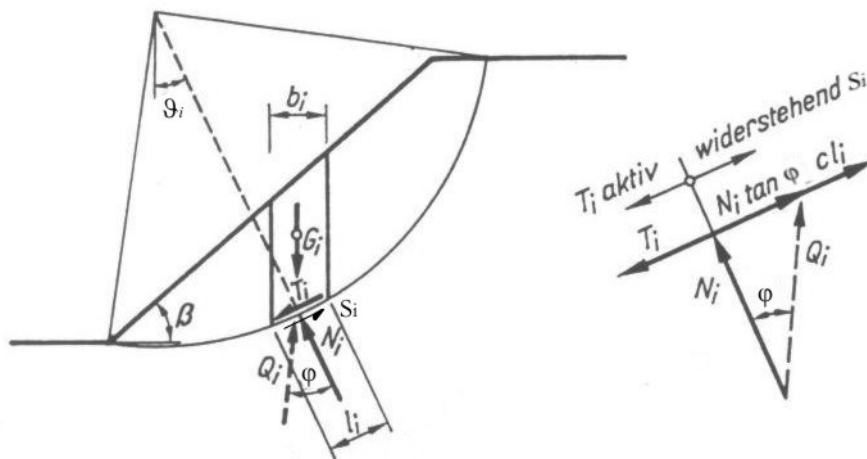


Abb. 3.8: Aktive Tangentialkraft  $T_i$  und widerstehender Scherwiderstand  $S_i$

In die Grenzzustandsbedingung nach Gleichung 3.5 bzw. 3.9 werden die Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand GZ 1C nach DIN 1054 (2005) eingesetzt. Für kreisförmige Gleitlinien ergeben sich die Bemessungswerte für Einwirkungen und Widerstände zu

$$E_M = r \cdot \Sigma(G_i + P_{Vi}) \cdot \sin \vartheta_i + \Sigma M_S \quad (\text{Gl. 3.10})$$

$$R_M = r \cdot \Sigma \frac{(G_i + P_{Vi} - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i}{\cos \vartheta_i + \mu \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \vartheta_i} \quad (\text{Gl. 3.11})$$

wobei  $\Sigma M_S$  alle Momente aus Lasten und Kräften um den Gleitkreismittelpunkt enthält, die auf den Gleitkörper einwirken und nicht in  $G_i$  und  $P_{Vi}$  enthalten sind.

Sinngemäß lässt sich das Lamellenverfahren auch für nicht kreisförmige Gleitlinien mit Lamelleneinteilung anwenden.

### 3.6 Rechnergestützter Nachweis (GGU)

Der erhebliche Rechenaufwand des Lamellenverfahrens konnte durch die Aufbereitung für Rechnerprogramme minimiert werden. Für die Berechnungen in dieser Arbeit wurde das Programmsystem GGU-STABILITY (vormals BOESCH+NAGEL), Version 6.24 (12.12.2003), verwendet. Dieses Programm ermöglicht die Böschungsbruchuntersuchung nach DIN 4084, DIN 4084-100 und EC 7 mit Kreisgleitflächen (Bishop) und polygonalen Gleitflächen (Janbu, Starrkörperbruchmechanismen und Blockgleitmethode). Für die im Folgenden durchgeführten rechnergestützten Nachweise wird ausschließlich das Lamellenverfahren nach Bishop bzw. nach Janbu gewählt.

Im folgenden Abschnitt werden die Bezeichnungen in Anlehnung an die GGU-Handbücher verwendet. Dem Programm liegen die Formeln und Beziehungen nach DIN 4084 (1981) bzw. DIN 4084 (neu) zugrunde, wobei die DIN 4084 (neu) dem Entwurf der E DIN 4084 vom November 2002 entspricht. Der DIN 4084 (neu) enthält gegenüber der DIN 4084 erweiterte und ergänzte Berechnungsverfahren und berücksichtigt das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte. Die Grundlagen der Berechnung mit dem Teilsicherheitskonzept sind in der DIN 1054 (2005) aufgeführt, deren Inhalte bei Anwendung der DIN 4084 (neu) immer zu berücksichtigen sind.

Ursprünglich basiert das Programm GGU-STABILITY auf den Bestimmungsgleichungen nach DIN 4084 (1981). Für das Verfahren nach Bishop ergibt sich die Sicherheit demnach zu:

$$\eta = \frac{r \cdot \sum S_i + \sum M_R}{r \cdot \sum G_i \cdot \sin \vartheta_i + \sum M_S} \quad (\text{Gl. 3.12})$$

$$\text{mit } S_i = \frac{[G_i + P_{Vi} - (u_i + \Delta u_i) \cdot b_i] \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i}{\cos \vartheta_i + \frac{1}{\eta} \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \vartheta_i} \quad (\text{Gl. 3.13})$$

Gleichung 3.12 definiert den Sicherheitsfaktor  $\eta$  nach Fellenius für die globale Böschungsstandsicherheit nach DIN 1054 (1976). Alle anderen in den Gleichungen verwendeten Bezeichnungen und ihre Bedeutung sind im Anhang C zusammengestellt.

Wechselt man innerhalb des Programmsystems GGU-STABILITY auf eine Berechnung nach E DIN 4084 (2002), so wird vom Programm anstelle der Sicherheit nach Gleichung 3.12 der Ausnutzungsgrad entsprechend Gleichung 3.14 ermittelt:

$$\mu = \frac{r \cdot (\sum G_i + P_{Vi}) \cdot \sin \vartheta_i + \sum M_S}{r \cdot \sum \frac{[G_i + P_{Vi} - (u_i + \Delta u_i) \cdot b_i] \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i}{\cos \vartheta_i + \mu \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \vartheta_i} + \sum M_R} \leq 1,0 \quad (\text{Gl. 3.14})$$

In diesem Fall sind bis auf die Bodenkennwerte und die Einwirkungen in allen Eingabebereichen Bemessungswerte einzusetzen. Für die Bodenkennwerte und die Einwirkungen müssen charakteristische Werte angegeben werden, aus denen das Programm mit den nach DIN 1054 (2005) festgelegten Teilsicherheitsbeiwerten automatisch die Bemessungswerte für Reibungswinkel und Kohäsion berechnet. Nähere Informationen zur Anwendung des Bemessungsprogramm GGU-STABILITY enthält das Handbuch (Buß, 2004).

Die Berechnung stationärer Grundwasserströmungen in vertikal ebenen Grundwassersystemen erfolgt mit dem Programm GGU-SS-FLOW2D (vormals GW2), Version 7.57 (31.10.2002), nach der Finite-Element-Methode (FEM). Die Böschung wird in finite Dreieckselemente unterteilt, es gilt das Gesetz von Darcy und die Standrohrspiegelhöhen werden elementweise linear berechnet. Für vertikal ebene Systeme löst das Programm die Differentialgleichung:

$$k_r \cdot k_x \cdot \partial^2 h / \partial^2 x^2 + k_r \cdot k_y \cdot \partial^2 h / \partial^2 y^2 + Q = 0 \quad (\text{Gl. 3.15})$$

Darin sind  $k_x$  und  $k_y$  die Wasserdurchlässigkeiten für die x- und y-Richtung,  $h$  ist die Standrohrspiegelhöhe,  $Q$  ist die Wassermenge und  $k_r$  der dimensionslose Beiwert zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit im ungesättigten Bereich.  $k_r$  beschreibt die Veränderung der Durchlässigkeit in der ungesättigten Zone oberhalb des Grundwasserspiegels und ist eine Funktion des Porenwasserdrucks  $u$ :

$$k_r = f(u) \quad (\text{Gl. 3.16})$$

Im ungesättigten Bereich liegt die Größe von  $k_r$  zwischen 0 und 1, im gesättigten Bereich gilt  $k_r = 1$ . Der Porenwasserdruck  $u$  berechnet sich nach Gleichung 3.17 aus der Standrohrspiegelhöhe  $h_w$ , der Ortshöhe  $y$  und der Wichte  $\gamma_w$  des Wassers:

$$u = (h_w - y) \cdot \gamma_w \quad (\text{Gl. 3.17})$$

Nähere Angaben zu den theoretischen Grundlagen und zur Anwendung des Bemessungsprogramms GGU-SS-FLOW2D sind dem Handbuch (Buß, 2001) zu entnehmen.

Das Programm GGU-TRANSIENT (vormals GW2INSTA), Version 4.02 (07.04.2001), ermöglicht die Berechnung instationärer Grundwasserströmungen in vertikalen Grundwassersys-



temen nach der FEM. Zur Auswertung und Darstellung instationärer Grundwasserströmungen wird das Auswerteprogramm GGU-PLGW, Version 6.11 (08.10.2001) verwendet.

Für die zeitabhängige Berechnung von Grundwasserströmungen benötigt das Programm GGU-TRANSIENT zunächst einen stationären Anfangszustand. Dieser Anfangszustand ergibt sich aus einer vorangegangenen Berechnung mit GGU-SS-FLOW2D. GGU-TRANSIENT ermöglicht die Berechnung instationärer Strömungen und erlaubt die Berücksichtigung zusätzlicher Bodenkennwerte, wie z.B. des spezifischen Speicherkoeffizienten  $S_s$ . Zeitlich veränderliche (instationäre) Randbedingungen des zu berechnenden Systems werden in Form von Polygonzügen definiert.

## **4 Instationäre Strömungskräfte an wasserdruckbelasteten Unterwasserböschungen**

### **4.1 Grundlagen**

#### **4.1.1 Bodenmechanik teilgesättigter Böden**

Boden ist ein Gemisch aus mineralischen Strukturen und organischen Bestandteilen die sich in Form, Größe, Anordnung und Beschaffenheit unterscheiden. Durch die Anordnung der unterschiedlichen Bestandteile ergibt sich ein Bodengefüge mit entsprechendem Poren- und Hohlraumsystem. Auch Poren und Porenkanäle unterscheiden sich in Form, Größe und Anordnung und sind mit unterschiedlichen Anteilen an Wasser oder Bodenluft gefüllt. Die Bemessungsregeln der klassischen Bodenmechanik sind für vollkommen trockene bzw. für vollkommen wassergesättigte Böden aufgestellt. Man kann die klassische Bodenmechanik daher auch als Bodenmechanik der wassergesättigten Böden bezeichnen. Einflüsse aus dem Gasanteil in den Bodenporen bleiben bei dieser Betrachtungsweise unberücksichtigt. Für viele praktische Aufgabenstellungen ist das ausreichend genau, für andere Aufgabenstellungen ist es jedoch erforderlich, die bodenmechanischen Nachweise unter Einbeziehung einer genaueren Beschreibung des Bodens zu führen.

In diesem Kapitel wird auf die Auswirkungen instationärer Strömungskräfte an wasserdruckbelasteten Unterwasserböschungen eingegangen. Um die dabei auftretenden Phänomene verstehen zu können, ist es notwendig, einige Grundlagen der Bodenmechanik teilgesättigter Böden aufzubereiten. Die mathematische Beschreibung der physikalischen Zusammenhänge im teilgesättigten Boden basiert auf der Modellvorstellung vom Dreiphasensystem Boden. Diese Modellvorstellung wird im Folgenden erläutert und die verschiedenen mechanischen Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Phasen werden aufgezeigt.

In Abb. 4.1 ist der Boden der ungesättigten Zone als Dreiphasensystem, bestehend aus Bodenkörnern, die das Korngefüge bilden (fest), Wasser (flüssig) und Luft (gasförmig), dargestellt. Die Anteile dieser Komponenten am Gesamtsystem sind veränderlich und beeinflussen sowohl das mechanische Verhalten des Bodens als auch die mechanische Wechselwirkung der einzelnen Phasen. Der feste Bestandteil, ein Gemenge aus festen, mehr oder weniger großen Bodenkörnern, besteht in erster Linie aus verschiedenen Mineralien. Die feste Phase bildet das Korngefüge des Bodens und prägt im Wesentlichen sein mechanisches Verhalten. Ausgehend von den klassischen Berechnungsverfahren wurden für die feste Phase diverse Stoffgesetze entwickelt. Das Korngefüge wird dabei als festkörperartiges Kontinuum modelliert. Der Raum, der von den festen Bestandteilen nicht ausgefüllt ist, wird als Porenraum bezeichnet. Im Porenraum befinden sich alle weiteren Phasen des Bodens, die so genannten Fluide. Für die Bodenmechanik ist speziell das Wasser von Interesse. Es kann

im Boden in flüssiger, fester und gasförmiger Form auftreten. Weitere Bestandteile der Porenfluide sind verschiedene Gase, deren Zusammensetzung für bodenmechanische Fragestellungen jedoch nicht weiter relevant ist (Perau, 2001).

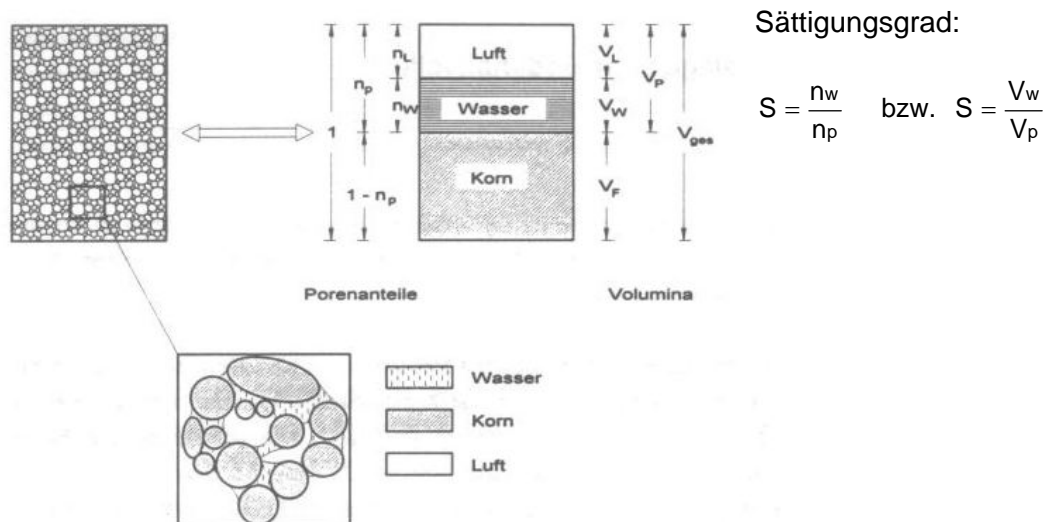


Abb. 4.1: Dreiphasensystem Boden (aus: Kézdi, 1969)

Die mechanischen Wechselwirkungen zwischen den drei Phasen des Bodens werden insbesondere durch den Bewegungszustand der fluiden Phasen bestimmt. Man unterscheidet zwei Arten von Bewegungszuständen: die so genannten fluidstatischen Zustände, bei denen sich die Fluide im Ruhezustand befinden und die fluiddynamischen Zustände, bei denen sich die Fluide innerhalb des Bodens bewegen. Im fluidstatischen Zustand treten die mechanischen Wechselwirkungen z.B. durch die Kapillarität, den Auftrieb oder die Auswirkung der Porenfluide auf die Festigkeit des Korngefüges in Erscheinung. Bewegen sich die Fluide innerhalb des Bodens, so werden die oben genannten Wechselwirkungen durch weitere Phänomene ergänzt, die in der klassischen Bodenmechanik z.B. mit der Durchlässigkeit des Bodens und durch Strömungskräfte beschrieben werden.

Fluiddynamische Zustände und dabei insbesondere die Strömungsvorgänge sind von entscheidender Bedeutung für bodenmechanische Fragestellungen, denn sie beeinflussen häufig die Standsicherheit von Bauwerken. Als Strömung wird hier die Bewegung von Fluiden durch einen festen, porösen Körper bezeichnet. Dabei kann die Bewegung durch die feste Phase entscheidend behindert werden. Damit solch eine Strömung überhaupt eintreten kann, müssen homogene, über das Volumen verteilte Poren mit durchgängigen Porenkanälen vorhanden sein, in denen sich bewegliche Fluide (Flüssigkeiten oder Gase) befinden und es muss einen antreibenden Mechanismus geben (Perau, 2001).

Bei der Untersuchung von Strömungsprozessen werden häufig Drücke, Wassermengen, Sättigungsverteilungen oder Kraftwirkungen auf den Boden (Auftriebs- und Strömungskräfte) berechnet. Bei der Beschreibung von Strömungen im Boden spielt dann vor allen Dingen die Anzahl der fluiden, beweglichen Phasen eine Rolle. In der Bodenmechanik werden vornehmlich Einphasenströmungen mit Wasser oder Luft als Fluid und Zweiphasenströmungen mit Wasser und Luft unterschieden, Mehrphasenströmungen (mit Wasser, Luft und chemischen Schadstoffen) spielen häufig bei der Berechnung der Ausbreitung von Schadstoffen im Untergrund eine Rolle.

Die mechanischen Wechselwirkungen der Phasen des Bodens werden in der klassischen Bodenmechanik mit den intuitiv gefundenen Ansätzen von Darcy und Terzaghi beschrieben. Der Boden wird dabei als Zweiphasensystem, bestehend aus Feststoff und Wasser bzw. Feststoff und Luft betrachtet, und das im gesättigten Porenraum zirkulierende Porenwasser wird als inkompressibel angenommen. Dieses Vorgehen ist leicht zu begründen. Bei experimentellen Untersuchungen können nämlich insbesondere bei trockenen Sanden oder wassergesättigten, bindigen Böden relativ einfach definierte Einbaubedingungen erzeugt werden und für Zweiphasensysteme lassen sich besonders einfach Stoffgesetze bzw. empirische Zusammenhänge aufstellen. Bestimmte Eigenschaften, wie z.B. Festigkeitsanteile aus Kapillarkohäsion, bleiben in den bodenmechanischen Nachweisen unberücksichtigt, da diese Anteile bei Änderung des Sättigungsgrads des Bodens verschwinden und so schon aus Sicherheitsgründen nicht mit angesetzt werden. Die hier auftretenden Einphasenströmungen können mit dem Gesetz von Darcy ausreichend genau beschrieben werden und es zeigt sich eine recht gute Anwendbarkeit für praktische Aufgabenstellungen.

In der Bodenmechanik sind aber häufig auch Zweiphasenströmungen von Bedeutung, da sich im Boden bereits im natürlichen Zustand Wasser und Luft befinden. Auch zeigt sich für viele baupraktische Fälle, dass es häufig einen Widerspruch zwischen der unter der Annahme gesättigter Böden geführten Berechnung und der Beobachtung auf der Baustelle gibt. Häufig werden diese Widersprüche empirisch berücksichtigt. So darf z.B. nach DIN 4124 (1981) die Baugrube bei nichtbindigen Böden ohne rechnerischen Nachweis unter  $\beta \leq 45^\circ$  abgeböschet werden und Böschungen mit  $\beta \leq 45^\circ$  sind erfahrungsgemäß auch über längere Zeit standsicher. Der wirksame Winkel der inneren Reibung dieser Böden wird aber nur bei dichter Lagerung in dieser Größenordnung liegen, so dass eine wesentliche Voraussetzung für die Standsicherheit einer so steilen Baugrubenböschung die Kapillarspannungen und/oder die in der Bodenmechanik ebenfalls vernachlässigten Strukturfestigkeiten sind. Diese sind zwar erfahrungsgemäß vorhanden, ihre rechnerische Berücksichtigung ist aber an noch nicht ausreichend geklärte Randbedingungen geknüpft. Der Unterschied zwischen dem bodenmechanischen Nachweis und den Erfahrungen auf der Baustelle wird hier letztlich

durch eine Empfehlung ausgeglichen ohne aber den eigentlichen Sachverhalt genauer zu betrachten.

Um auch Zweiphasenströmungen berechnen zu können und so die Einflüsse aus der Teilsättigung der Böden berücksichtigen zu können, wurden die klassischen Ansätze von Darcy und Terzaghi weiterentwickelt und modifiziert und der Boden als Dreiphasensystem betrachtet. Diese Entwicklungen sind u. a. bei Busch et al. (1993), Fredlund und Rahardjo (1993) oder Perau (2001) zusammengestellt. In diesem Zusammenhang ist, wie später noch gezeigt wird, häufig auch die Kompressibilität der Luft im Porenraum natürlicher Böden unter Wasser von Interesse. Diese Luft ist in lokalen Gasblasen konzentriert oder im Porenwasser gelöst und konnte durch Messungen (u. a. Köhler, 2001 bzw. Richwien, 2001) nachgewiesen werden. Bereits das Vorhandensein kleinster Mengen an Luft im Porenraum macht das Porenfluid kompressibel und ändert so die physikalischen Eigenschaften des Porenwassers und damit auch die des Bodens.

#### 4.1.2 Beschreibung der mechanischen Wechselwirkungen

Um die physikalischen Eigenschaften des Bodens erfassen zu können, müssen die mechanischen Wechselwirkungen zwischen den drei Phasen des Bodens mathematisch formuliert werden. Die klassische Bodenmechanik beschreibt die Wechselwirkungen auf der Basis der Überlegungen von Darcy und Terzaghi. Auf eine ausführliche Darstellung dieser Ansätze soll an dieser Stelle verzichtet werden, es wird aber auf die einschlägige Literatur (z.B. Gudehus, 1981 und Smolczyk, 2001) verwiesen. Für die weitere Arbeit werden hier nur die wichtigsten Gesetzmäßigkeiten aufgezeigt.

Die Abhängigkeit der Festigkeit des Korngefüges von den wirksamen Spannungen wird im „Prinzip der wirksamen Spannungen“ nach Terzaghi (1923) erfasst. Terzaghi schlägt eine Trennung von totaler, wirksamer und neutraler Spannung nach Gleichung 4.1 vor und nimmt an, dass die mechanischen Eigenschaften des Bodens alleine von den wirksamen Spannungen abhängen. Unter der Annahme, dass die Bodenprobe wassergesättigt ist und das Wasser im Boden inkompressibel, lässt sich der Ansatz von Terzaghi wie folgt beschreiben: In einem wassergesättigten Boden werden die Spannungen ausschließlich über das Korngerüst abgetragen, im Porenwasser wirkt der hydrostatische Wasserdruck  $u_h$ , aber kein Porenwasserüberdruck  $\Delta u$ . Die Porenzahl und die mechanischen Eigenschaften des Bodens entsprechen der wirkenden Spannung im Korngerüst. Ein solcher Boden heißt konsolidiert. Eine Belastungsänderung, insbesondere eine Zunahme der Belastung, würde eine Verdichtung des Bodens und damit eine Abnahme des Porenvolumens bewirken. Da sich im Porenvolumen aber mit dem Wasser ein Stoff befindet, dessen Verformungssteifigkeit weit größer ist als die Verschieblichkeit des Korngerüsts, wird die Belastungsänderung zunächst allein vom

Porenwasser aufgenommen. Die dabei entstehende Spannung wird als Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  bezeichnet und hat die Größe der isotropen Spannungsänderung. Die totale Spannung im Porenwasser  $u_t$ , die sich aus dem hydrostatischen Druck im Porenwasser  $u_h$  und dem Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  zusammensetzt, hat keinen Einfluss auf das Korngerüst und heißt deshalb auch neutrale Spannung. Der Spannungsanteil, der in der Kornmatrix übertragen wird, hat jedoch Einfluss auf Porenzahl und Scherfestigkeit und heißt deswegen wirksame Spannung  $\sigma'$ . Beide Spannungsanteile zusammen entsprechen im wassergesättigten Boden stets der von außen einwirkenden totalen Spannung  $\sigma$ . Diese wird zum einen durch die Berührungspunkte zwischen den Körnern von Korn zu Korn übertragen und zum anderen durch das Porenwasser. Das Prinzip der wirksamen Spannungen ergibt sich damit zu:

$$\sigma' = \sigma - u_t = \sigma - (u_h + \Delta u) \quad (\text{Gl. 4.1})$$

Die Scherfestigkeit des Bodens wird nach der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung (Gleichung 4.2) durch die wirksamen Spannungen  $\sigma'$  bestimmt.

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \varphi' + c' \quad (\text{Gl. 4.2})$$

In dieser Gleichung bezeichnet  $\tau$  die Scherfestigkeit des Bodens,  $\varphi'$  ist der wirksame Winkel der inneren Reibung und  $c'$  die wirksame Kohäsion. Diese Gleichung gilt grundsätzlich, d.h. sowohl für nichtbindige als auch für bindige Böden. In nichtbindigen Böden hat der Porenwasserüberdruck aus äußeren Einwirkungen aber in der Regel keine praktische Bedeutung, weil er wegen der relativ großen Durchlässigkeit praktisch mit der Lastaufbringung wieder abgebaut wird.

Anders ist das allerdings bei Strömungskräften und instationären Druckänderungen im Porenwasser. Strömungskräfte resultieren aus der Einwirkung der Wasserbewegung auf das Korngefüge und werden von der Durchlässigkeit der Böden beeinflusst. Sie können das Korngefüge deformieren und die Standfestigkeit durch- oder unterströmter Bauwerke vermindern.

Das Porenwasser im Boden strömt, wenn zwischen zwei verschiedenen Punkten ein Potentialunterschied besteht. Es existiert eine Vielzahl von Modellen zur Beschreibung der Strömung von Wasser und Luft durch Böden. In der klassischen Bodenmechanik wird die empirische Beziehung nach Darcy (Gleichung 4.3) verwendet. Mit dieser und mit der Kontinuitätsbedingung, die besagt, dass die in ein Bodenelement einströmende Wassermenge gleich der ausströmenden ist, kann die Einphasenströmung eines inkompressiblen Fluids vergleichsweise einfach beschrieben werden. Durch die Einführung eines hydraulischen Potentials  $\psi_h$

und des zugehörigen hydraulischen Gradienten  $i = \text{grad}(\psi_h)$  kann die so genannte Filtergeschwindigkeit  $v$  wie folgt geschrieben werden:

$$v = k \cdot i = k \cdot \text{grad}(\psi_h) \quad (\text{Gl. 4.3})$$

Von Darcy wurde hier der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k$  als Kennwert für die Durchlässigkeit des porösen Mediums eingeführt. Durchströmt Wasser bei einem hydraulischen Gefälle von  $i = 1$  den Boden, so entspricht der  $k$ -Wert genau der Filtergeschwindigkeit. Die Ermittlung von Durchlässigkeitsbeiwerten gesättigter Böden an homogenen Proben im Labor ist in der Literatur ausführlich behandelt (z.B. DIN 18130, 1998).

Bei der Beschreibung von Zweiphasenströmungen war zunächst nur das strömende Wasser von Interesse und so wurde das Konzept von Darcy um das so genannte Matrixpotential erweitert. Das Matrixpotential berücksichtigt den Einfluss der Bodenskapillarität auf die Strömung des Wassers. Anstelle des Durchlässigkeitsbeiwerts  $k$  nach Darcy wird von Buckingham eine vom Wassergehalt  $\theta$  abhängige Funktion  $k(\theta)$  eingeführt, deren Wert bei voller Sättigung der Poren mit Wasser dem  $k$ -Wert nach Darcy entspricht. Das Gesetz nach Darcy-Buckingham lautet:

$$v = k(\theta) \cdot i = k(\theta) \cdot \text{grad}(\psi_h) \quad (\text{Gl. 4.4})$$

Antreibende Kraft ist auch hier das hydraulische Potential  $\psi_h$  und die Durchlässigkeit wird zusätzlich vom Wassergehalt  $\theta$  beeinflusst (Mangels, 2000). Das hydraulische Potential  $\psi_h = z - \psi$  setzt sich aus dem Gravitationspotential  $z$  und der Saugspannung  $\psi$  zusammen. Ergänzt wird das Darcy-Buckingham-Gesetz um die Kontinuitätsgleichung, über die die zeitliche Änderung des Wassergehalts mit der Filtergeschwindigkeit korrespondiert. Damit wird das Bodenverhalten durch den Wassergehalt  $\theta$  bestimmt. Für den gesättigten Fall ist der Wassergehalt ein konstanter Wert. Für teilgesättigte Verhältnisse muss die so genannte Saugspannungs-Sättigungsbeziehung eingeführt werden, wobei der Ansatz von Mualem (1976) und van Genuchten (1980) am gebräuchlichsten ist. Unter Berücksichtigung einer Saugspannung lassen sich so mit Gleichung 4.4 teilgesättigte Strömungen beschreiben, wobei die Poren im Boden als teilgefüllt angesehen werden, d.h. der nicht gefüllte Anteil der Poren ist quasi „leer“ (Perau, 2001). Damit bleiben aber das Vorhandensein und die Strömung von Luft im Boden unberücksichtigt.

Für manche Fragestellungen ist aber neben der Strömung von Wasser auch die Luftströmung von Interesse. Allerdings ist die Beschreibung der mechanischen Wechselwirkung zwischen den beiden Fluiden Wasser und Luft und dem Korngefüge erheblich komplizierter als die Beschreibung einer Einphasenströmung. Im Modell sind hier zum einen die Effekte,

die sich aus der Füllung der Poren mit verschiedenen Fluiden ergeben zu erfassen, aber auch die Strömungskräfte, die infolge der gegenseitigen Durchdringung der Fluide und des Korngefüges entstehen.

Die Wirkung der Füllung der Poren teils mit Wasser und teils mit Luft zeigt sich u.a. an der Kapillarkohäsion. Bei nichtbindigen Böden erhöht die Teilfüllung des Korngefüges offenbar die Festigkeit. Ein Ansatz zur Beschreibung dieses Phänomens stammt von Bishop (1963) und ist eine Modifizierung des Prinzips von Terzaghi unter Einbeziehung der beiden Sonderfälle „nur Wasser in den Poren“ und „nur Luft in den Poren“. Die von Bishop vorgeschlagene Gleichung zur Erfassung der wirksamen Spannungen teilgesättigter Böden lautet:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (\text{Gl. 4.5})$$

Mit  $\sigma'$  = wirksame Spannung,  $\sigma$  = totale Spannung,  $u_a$  = Porengasdruck,  $u_w$  = Porenfluiddruck,  $(u_a - u_w)$  = Saugspannung,  $\chi$  = Verhältnis der wassergefüllten Fläche zur gesamten Schnittfläche.

Unter der Annahme, dass die Scherfestigkeit allein durch die wirksame Spannung bestimmt wird, muss das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium damit lauten:

$$\tau = [\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)] \cdot \tan \phi' + c' \quad (\text{Gl. 4.6})$$

#### **4.1.3 Wasser-Boden-Wechselwirkung in der ungesättigten Bodenzone**

Bereits in den vorausgehenden Kapiteln wurde gezeigt, dass die für die Berechnung von Spannungs- und Bruchzuständen benötigten bodenmechanischen Eigenschaften maßgeblich durch das Porensystem im Boden bestimmt werden. Da jeder Boden unter natürlichen Bedingungen Wasser enthält, ist vor allem die Sättigung des Porenraums für die bodenmechanischen Eigenschaften maßgebend. Liegt die betrachtete Bodenschicht z.B. unterhalb des Grundwassers, so sind die Poren des Bodens annähernd mit Wasser gefüllt. Dagegen sind im über dem Grundwasser liegenden Bereich die Poren nicht oder nur teilweise mit Wasser gefüllt. In dieser teilgesättigten Bodenzone wird das Wasser infolge verschiedener Eigenschaften und Wechselwirkungen zwischen Wasser und Boden im Porenraum gespeichert und es ergibt sich eine den äußeren Randbedingungen entsprechende Verteilung des Wassers im Boden. Die Lage des Bodens zum Wasserspiegel ist also von großer Bedeutung für die Berechnung von Spannungs- und Bruchzuständen und so werden im Folgenden die bodenmechanischen Besonderheiten von Böden über und unter Wasser aufgezeigt. Dabei werden die wichtigsten Erscheinungsformen des Wassers im Boden und die wichtigsten Wechselwirkungen zwischen Wasser und Boden erläutert.



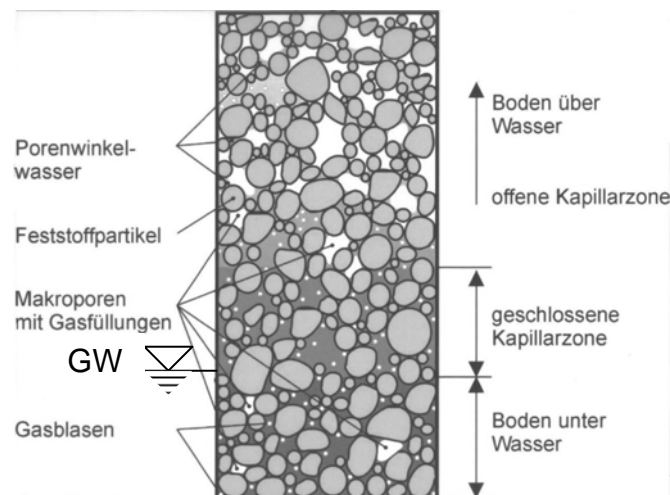


Abb. 4.2: Erscheinungsformen von Wasser im Boden (nach Köhler, 2002)

In Abb. 4.2 sind die Erscheinungsformen des Wassers im Boden über und unter dem Grundwasserspiegel dargestellt. Abhängig von der Porenstruktur, der Mineralgröße und der Mineralart kann Grundwasser unterschiedlich hoch kapillar aufsteigen. Als Grundwasser werden die Anteile des Bodenwassers bezeichnet, die nicht durch Bindungskräfte der Bodenmatrix festgehalten werden. In dem über dem Grundwasser liegenden trockenen Bodenkörper steigt das Wasser in den Poren bis zu einer gewissen Höhe über dem freien Wasserspiegel auf. Grund für diese nach oben gerichtete Strömung im Porenraum des Bodens, auch als kapillare Steighöhe  $h_c$  bezeichnet, ist die Oberflächenspannung des Wassers an der Grenze zwischen Luft und Wasser. Abb. 4.3 zeigt das Schema des kapillaren Aufstiegs. Je kleiner der Durchmesser der Porenröhre, desto höher kann das Wasser kapillar aufsteigen. Infolge des kapillaren Wasseraufstiegs in Böden kann der Wassergehalt in einem Bereich kurz oberhalb des Grundwassers ebenso groß sein wie unterhalb der Grundwasseroberfläche. Die Höhe dieses Sättigungs- bzw. Saugspannungshorizonts, in dem der Boden mit  $S \cong 1$  nahezu vollständig gesättigt ist, kann in kiesigen Sanden bis zu 3 m, in schluffigen Böden bis zu 7 m und in tonigen Böden mehrere Dekameter erreichen (Köhler, 2001). Dieser Bereich voller Wassersättigung wird auch als geschlossene Kapillarzzone bezeichnet. Die Bodenzone oberhalb des Sättigungshorizonts ist teilgesättigt ( $S < 1$ ). In diesem Bereich der offenen Kapillarzzone sind lediglich die kleinen Poren mit Wasser gefüllt.

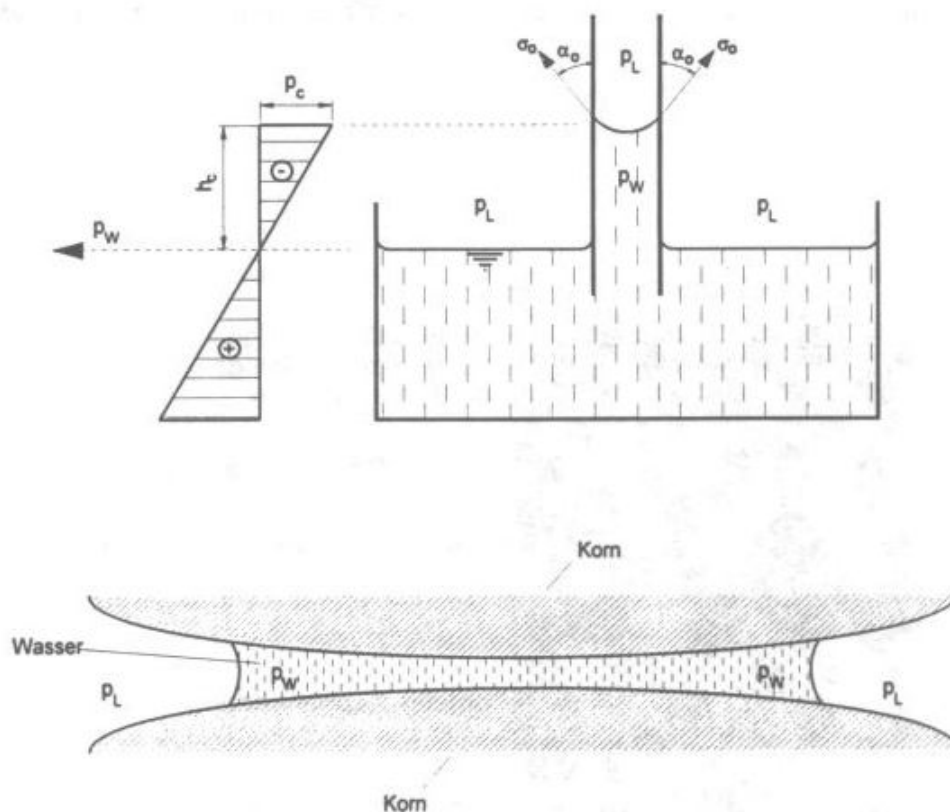


Abb. 4.3: Schema des kapillaren Aufstiegs (aus: Kézdi, 1969)

Das in der offenen Kapillarzzone enthaltene Wasser heißt Haftwasser und besteht aus dem Häutchenwasser, das die Bodenkörner umhüllt, und dem so genannten Porenwinkelwasser, das die Berührungspunkte zwischen zwei Bodenkörnern von allen Seiten umgibt (Terzaghi und Peck, 1961). Das Porenwinkelwasser wird infolge von Kapillar- und Adsorptionskräften gegen die Schwerkraft im Boden gehalten und steht nicht mit dem Grundwasser in Verbindung. Abb. 4.4 zeigt die Modellvorstellung nach Terzaghi und Peck (1961) für die durch das Porenwinkelwasser erzeugten Kräfte. Die Oberflächenspannung an der Grenzfläche zwischen dem Wasser und der Luft in den benachbarten Poren zieht die Bodenkörner mit einer Kraft  $P$  aneinander. Diese Kraft wird als Kontaktdruck bezeichnet und ist physikalisch mit der Wirkungsweise der Kapillarkohäsion vergleichbar. Der natürliche Wassergehalt des Bodens im Zustand der Teilsättigung erhöht oder vermindert abhängig vom Sättigungsgrad  $S$  diese Bindewirkung des im Porenraum unzusammenhängend verteilten Porenwinkelwassers. Sobald der Boden überflutet wird, wird die Oberflächenspannung aufgehoben und der Kontaktdruck  $P$  wird zu Null. Die kapillare Kohäsion, deren bodenmechanischer Rechenwert auch als scheinbare Kohäsion bezeichnet wird, ist demnach nicht mehr vorhanden.

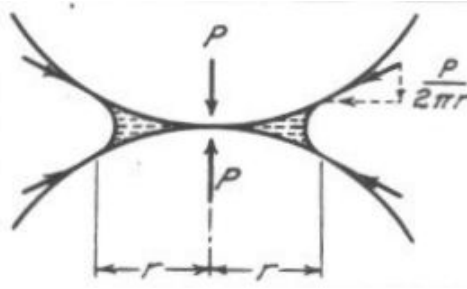


Abb. 4.4: Modellvorstellung für Saugspannungen in der offenen Kapillarzone oberhalb des Grundwasserspiegels (aus Terzaghi und Peck, 1961)

Böden, die dauernd unter Wasser liegen, werden in der Ingenieurpraxis allgemein als wassergesättigt angenommen. Diese Annahme entspricht aber nicht dem tatsächlichen natürlichen Zustand dieser Böden. Nach Untersuchungen von Esrig und Kirby (1977) haben marine Sedimente einen Sättigungsgrad von rd.  $0,85 \leq S \leq 1,0$  und damit einen Anteil von bis zu 15% Luft im Porenraum. Auch in Untersuchungen von Köhler (2001) konnte ein Luftanteil von bis zu rd. 15% für den Boden an Gewässersohlen und hinter Böschungen festgestellt werden. Geht man davon aus, dass der Boden bis in große Tiefen unterhalb des Wasserspiegels noch nicht als vollkommen wassergesättigt angenommen werden kann (Köhler et al., 1999), so kann in der geschlossenen Kapillarzone ebenfalls keine Vollsättigung erwartet werden. Da auch schon kleine Mengen fein im Porenwasser verteilter Gasblasen die physikalischen Eigenschaften des Porenfluids und damit auch die des Bodens ändern, wirkt sich der natürliche Gehalt an gasförmigen Bestandteilen im Porenwasser auch unterhalb des Wasserspiegels und in der geschlossenen Kapillarzone aus.

Werden Böden über-, unter- oder durchströmt, so sind im Porenraum des Bodens Transportprozesse zu erwarten, die sich insbesondere an der Boden-Wasser-Grenzfläche bemerkbar machen. Auswaschungen und Bodenstrukturänderungen sind zu beobachten und es kann zu Bodendeformationen bis hin zum Bruch kommen.

Um die Prozesse zu untersuchen, die die Bodendeformationen an hydrodynamisch belasteten Wasser-Boden-Grenzflächen auslösen, wurde in der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) ein spezieller Drucktank entwickelt. Einzelheiten zum Versuchsaufbau und zur Versuchsdurchführung sind der Literatur zu entnehmen (z.B. Köhler, 2001). An dieser Stelle soll jedoch darauf hingewiesen werden, dass mit Hilfe des Versuchsaufbaus der durch schnelle Wasserdruckänderungen ausgelöste Bewegungsbeginn an der Grenzfläche und die dabei auftretenden örtlichen Versagensgrößen und Porenwasserdruckströmungen visuell und betragsmäßig nachgewiesen werden konnten, und es konnte auch gezeigt werden, dass diese Bewegungen durch die im Porenwasser eingeschlossenen Luftblasen ausgelöst werden. Erklärt wird die Bewegung der Bodenkörner mit Hilfe der in Abb. 4.5 dargestellten Modellvor-

stellung. Dabei wird davon ausgegangen, dass mit der Wasserdruckänderung eine Volumenänderung der Luftblase einhergeht. Es kommt zu örtlich instationären Fließbewegungen des Porenwassers, die ihrerseits Kornwanderungen auslösen können. Bei entsprechend geringer Durchlässigkeit des Porenmediums kann es zu erheblichen Verzögerungen der Porenwasserdruckanpassung an die äußeren Lastbedingungen kommen. Diese Untersuchungen der BAW zielten in erster Linie auf die Bemessung von schiffahrtsbelasteten Deckwerken an Wasserstraßen, sie lassen sich aber auch auf andere bodenmechanische Fragestellungen übertragen. So wird vermutet, dass das Phänomen der Porenwasserdruckdämpfung einen nicht unerheblichen Einfluss auf die Standsicherheit von Abbauböschungen in Sand und Kies unter Wasser hat. Die genauen Vorgänge bei der Druckdämpfung im Boden werden im Abschnitt 4.1.4 untersucht.

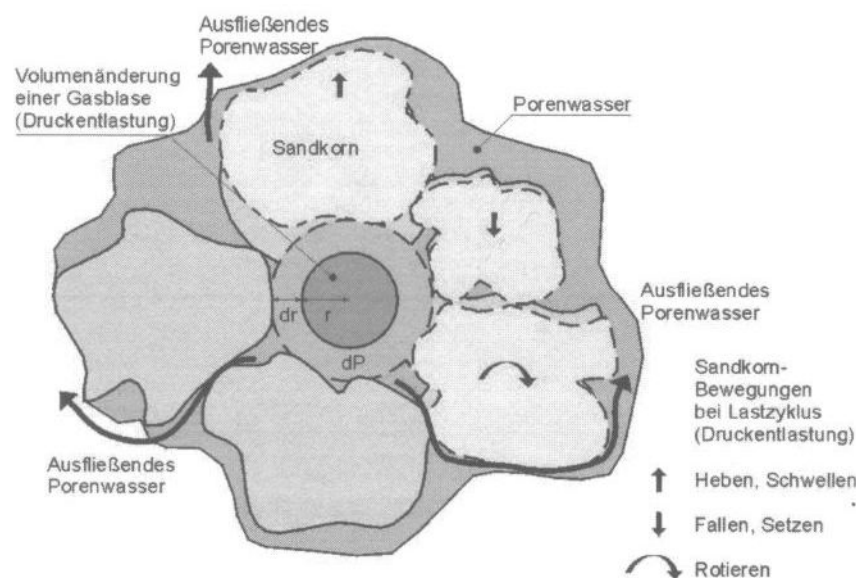


Abb. 4.5: Modellvorstellung mit Änderung der Luftblasengröße bei Wasserdruckänderung und ausgelöste Kornwanderung durch instationäre örtliche Fließbewegungen des Porenwassers (aus: Köhler, 2001).

Auch innerhalb der geschlossenen Kapillarzzone des Bodens kann nicht von einem vollgesättigten Zustand ausgegangen werden, denn auch in dieser Bodenzone ist ein natürlicher Gehalt von Gasanteilen im Porenwasser vorhanden. Neben den wetterbedingten Austrocknungen und Vernässungen des Bodens, die das Gleichgewicht der Spannungen im geschlossenen Kapillarsaum stören und zu einer Saugspannungsänderung führen, haben hier auch barometrische Luftdruckschwankungen einen Einfluss auf die Saugspannungswirkung im Boden (Abb. 4.6). Zum gegenwärtigen Stand der Untersuchungen sollen die Saugspannungsänderungen in der geschlossenen Kapillarzzone aber nicht weiter in die Überlegungen mit einbezogen werden.

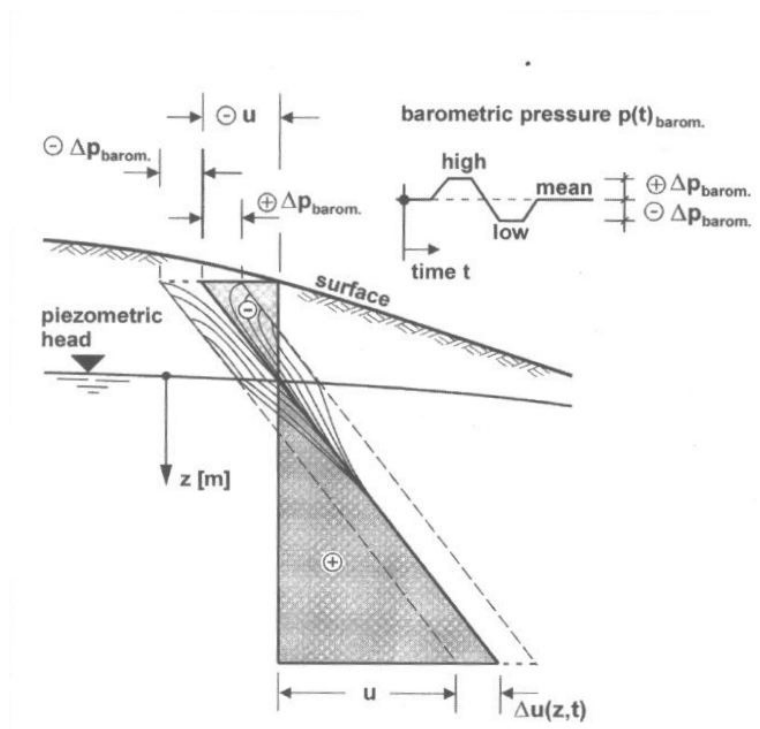


Abb. 4.6: Wirkung einer barometrischen Luftdruckänderung auf die Porenwasserspannung im Saug- und Druckhorizont oberhalb und unterhalb des Wasserspiegels (aus: Köhler, 2001)

#### 4.1.4 Druckdämpfung und instationäre Strömung im Boden

Wie bereits gezeigt, ist im Porenraum natürlicher Böden in den meisten Fällen auch unter dem Grundwasserspiegel Luft enthalten. Diese Luft ist entweder im Porenwasser gelöst oder in lokalen Gasblasen konzentriert. Im Rahmen der klassischen Bodenmechanik werden diese Böden aber dennoch als wassergesättigt angenommen, was auch bei der Betrachtung stationärer Beanspruchungszustände ausreichend genau ist. Handelt es sich bei der Beanspruchung aber um zeitlich veränderliche Drücke, wie sie z.B. bei Wellen, Wasserspiegelauslenkungen oder Strömungen auftreten, so ist der Luftporenanteil im Porenfluid entscheidend für die Ausbreitung der Druckänderungen im Porenwasser.

Um die Auswirkungen periodischer Wasserstandswechsel auf teilgesättigte Böden besser erfassen zu können, werden zunächst noch einmal einige bodenmechanische Grundbegriffe erläutert (s. Abschn. 4.1.2). Die Begriffe Porenwasserdruck und Porenwasserüberdruck werden am Beispiel der Druckbelastung aus steigendem bzw. fallendem Wasserspiegel erklärt. Es wird gezeigt, dass eine Druckänderung im teilgesättigten Boden immer auch eine Strömung mit lokal unterschiedlichen Gradienten über begrenzte Zeiträume erzeugt. Die Strömungen wirken auf das Korngerüst und überlagern die wirksamen Spannungen, so dass Festigkeit und Verformungsverhalten der Bodenstruktur beeinflusst werden.

In Abb. 4.7 ist eine Gewässersohle dargestellt, über der Wasser mit einer Tiefe  $h_0$  ansteht. Befindet sich das Porenfluid in Ruhe, so ergibt sich der Porenwasserdruck  $u_h$  aus der hydrostatischen Druckverteilung.  $u_h$  beträgt an der Gewässersohle  $h_0 \cdot \gamma_w$  und nimmt proportional mit der Tiefe  $z$  zu:

$$u_h(z) = h_0 \cdot \gamma_w + z \cdot \gamma_w = (h_0 + z) \cdot \gamma_w \quad (\text{Gl. 4.7})$$

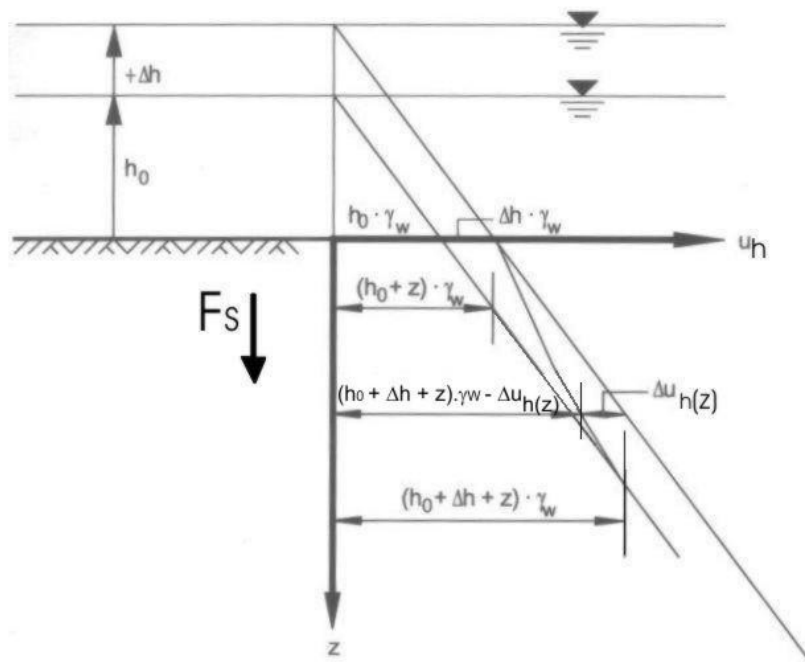


Abb. 4.7a Steigender Wasserspiegel

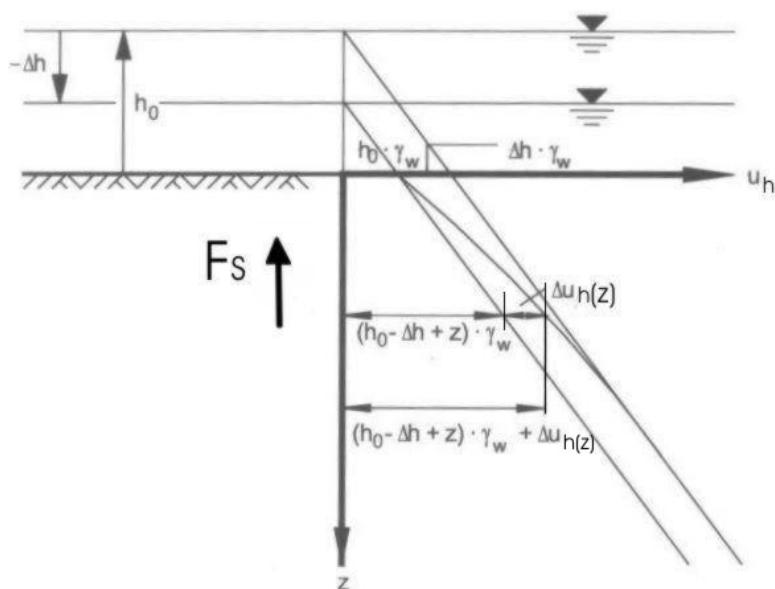


Abb. 4.7b Fallender Wasserspiegel

Abb. 4.7: Porenwasserdruck und Porenwasserüberdruck bei wechselndem Wasserspiegel (nach: Richwien, 2001)

In Abb. 4.7a steigt der Wasserspiegel auf  $(h_0 + \Delta h)$  an. Bei hydrostatischer Verteilung wäre der Porenwasserdruck nun:

$$u_h(z) = (h_0 + \Delta h + z) \cdot \gamma_w \quad (\text{Gl. 4.8})$$

Wegen der Kompressibilität des Porenfluids folgt die Porenwasserdruckverteilung aber nicht unmittelbar nach dem Anstieg des Wasserspiegels der hydrostatischen Verteilung. Die Differenz zwischen Porenwasserdruck und hydrostatischem Druck heißt Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  und kann positiv oder negativ sein. Im vorliegenden Fall des steigenden Wasserspiegels weicht der Porenwasserdruck um  $-\Delta u(z)$  von der hydrostatischen Verteilung ab. Dieser negative Porenwasserüberdruck hat an der Gewässersohle die Größe  $\Delta u(z=0) = 0$  und in endlicher Tiefe  $\Delta u(z) = \Delta h \cdot \gamma_w$ . Damit ist das hydraulische Potential an der Gewässersohle größer als in beliebiger Tiefe  $z$  und es kommt zu einer in den Boden hineingerichteten Strömung.

In Abb. 4.7b fällt der Wasserspiegel auf  $(h_0 - \Delta h)$ . Die Auswirkung ist hier genau umgekehrt und der Porenwasserdruck bleibt um  $+\Delta u(z)$  über dem hydrostatischen Druck für den abgesenkten Wasserspiegel. In diesem Fall ist das hydraulische Potential an der Gewässersohle kleiner als in der Tiefe  $z$  und es wirkt eine nach oben gerichtete Strömungsgradient. Bleiben  $(h_0 + \Delta h)$  bzw.  $(h_0 - \Delta h)$  dagegen lange genug konstant, so ergibt sich nach dem Potentialausgleich am Ende wieder eine hydrostatische Druckverteilung.

Die wirksame Spannung im Boden  $\sigma'$  beginnt in der Gewässersohle mit dem Wert  $\sigma' = 0$  und nimmt über die Tiefe mit  $z$  zu. Nach Gleichung 4.1 ergibt sich:

$$\sigma'(z) = \sigma(z) - u_h(z) = \gamma_{\text{sat}} \cdot z - \gamma_w \cdot z = \gamma' \cdot z \quad (\text{Gl. 4.9})$$

wobei  $\gamma_w$  die Wichte des Wassers,  $\gamma_{\text{sat}}$  die Wichte des gesättigten Bodens und  $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$  die Wichte des Bodens unter Auftrieb ist. Damit ergibt sich eine im Korngefüge aktivierbare Bodenfestigkeit von:

$$\tau(z) = \sigma'(z) \cdot \tan \varphi' = \gamma' \cdot z \cdot \tan \varphi' \quad (\text{Gl. 4.10})$$

mit  $\varphi'$  als wirksamen Winkel der inneren Reibung.

Bei strömendem Porenfluid wirkt auf das Korngerüst des betrachteten Bodenelements zusätzlich eine Strömungskraft  $F_S$ , die sich aus dem hydraulischen Gradient  $i$  berechnet:

$$F_S = i \cdot \gamma_w \cdot V \quad (\text{Gl. 4.11})$$

Der hydraulische Gradient ist definiert als der Quotient aus der Differenz der Standrohrspiegelhöhen und der Fließlänge. Für die Situation in Abb. 4.7 ergibt sich somit:

$$i = \frac{h_{z0} - h_z}{z} \quad (\text{Gl. 4.12})$$

In dieser Gleichung ist  $h_{z0}$  die Standrohrspiegelhöhe an der Gewässersohle,  $h_z$  die Standrohrspiegelhöhe in einer endlichen Tiefe  $z$  unter der Gewässersohle und  $z$  der Fließweg.

In Abb. 4.7b ist die Strömungskraft  $F_s$  nach oben gerichtet und wirkt so der Massenkraft des Bodens entgegen. Für diesen Belastungsfall reduziert sich die wirksame Spannung des Bodens nach Gleichung 4.9 und damit auch die aktivierbare Bodenfestigkeit nach Gleichung 4.10. Wird die Strömungsgradierte zu groß, kommt es zu Bodenumlagerungen bis hin zum Bruch.

Das Phänomen der Porenwasserdruckdämpfung, das sich auf den Luftporenanteil im Porenfluid zurückführen lässt, ist auch auf periodische Wasserstandswechsel übertragbar. Abb. 4.8 zeigt den qualitativen Verlauf der Porenwasserdrücke in einem durchlässigen Seebodensediment der Dicke  $d$  infolge Wellenbelastung. Durch das periodische Wechseln der Wasserstände ergibt sich eine Umkehr der Strömungsgradierte mit jedem Wellendurchgang, denn auch hier folgt der Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  nicht unmittelbar dem Anstieg und Absinken der Welle. Er ist damit zeitabhängig, transient und mit der Wellenausbreitung auch ortsabhängig. Das wechselseitige Einwirken von Ein- und Ausströmungsvorgängen im Boden erzeugt instationäre Porenwasserdrücke, die zu Bodenumlagerungen führen können.

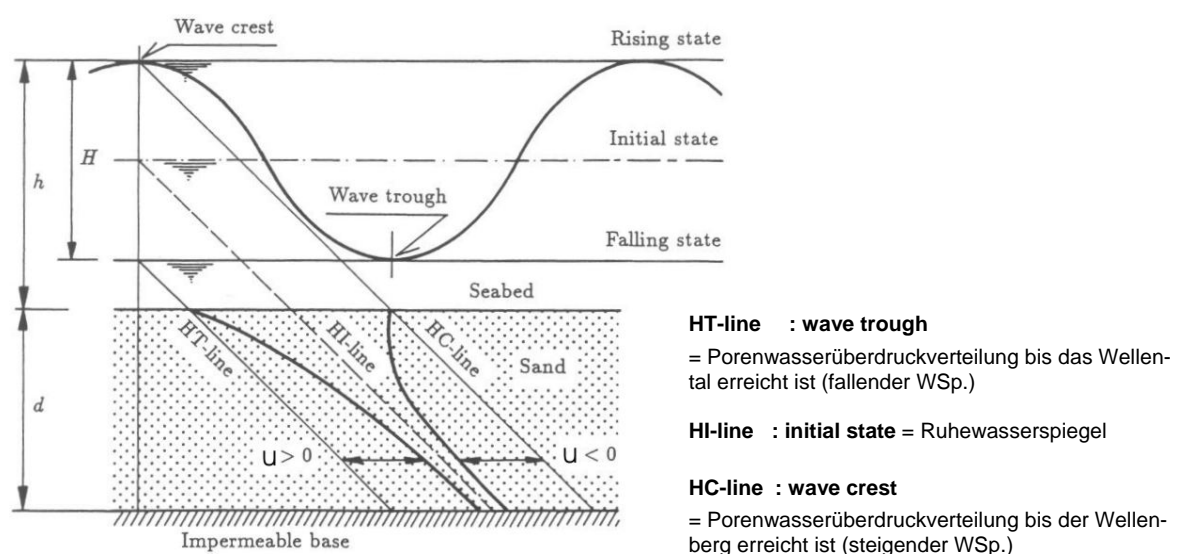


Abb. 4.8: Qualitative Bandbreite der Porenwasserdruckschwankung infolge wechselnder Wasserstände in einem durchlässigen Seeboden (aus: Magda, 1998)



Die Standrohrspiegelhöhen an der Gewässersohle und in endlicher Tiefe  $z$  unter der Gewässersohle sind zeitlich veränderlich und der hydraulische Gradient ergibt sich zu

$$i = \frac{h_{z0}(t) - h_z(t)}{z} \quad (\text{Gl. 4.13})$$

Unter der Annahme, dass infolge der Gasanteile im Porenfluid instationäre Porenwasserdrücke erzeugt werden, ist für den Porenwasserdruck  $u_h(z)$  in Gleichung 4.9 besser der totale Porenwasserdruck  $u_t(z)$  einzusetzen. Dieser ergibt sich nach Gleichung 4.14 aus dem hydrostatischen Wasserdruck  $u_h(z)$  und dem welleninduzierten Porenwasserdruck  $\Delta u(z,t)$ :

$$u_t(z) = u_h(z) + \Delta u(z,t) = \gamma_w \cdot z + \Delta u(z,t) \quad (\text{Gl. 4.14})$$

Die aktivierbare Bodenfestigkeit im Korngefüge ergibt sich damit zu:

$$\tau(z) = \sigma'(z) \cdot \tan \varphi' = (\gamma' \cdot z - \Delta u(z,t)) \cdot \tan \varphi' \quad (\text{Gl. 4.15})$$

Zahlreiche Veröffentlichungen beschäftigen sich mit der Druckausbreitung in porösen Medien, so dass viele Theorien und Berechnungsansätze zur Verfügung stehen, die dieses Phänomen beschreiben. Um die Richtigkeit dieser Ansätze zu überprüfen verglich Magda (1998) die in großmaßstäblichen Versuchen und in Laborversuchen gemessenen welleninduzierten Porenwasserüberdrücke mit den berechneten Werten. Die Versuche wurden an einem sandigen Seeboden durchgeführt und der Vergleich zeigte, dass die theoretischen Lösungen die Dämpfung des Porenwasserdrucks mit der Tiefe und die Phasenverschiebung des Porenwasserdrucks recht gut wiedergeben. Voraussetzung ist dabei aber, dass die bodenphysikalischen Parameter von Bodengefüge und Porenfluid als Eingangswerte für die Berechnung hinreichend genau bestimmt werden.

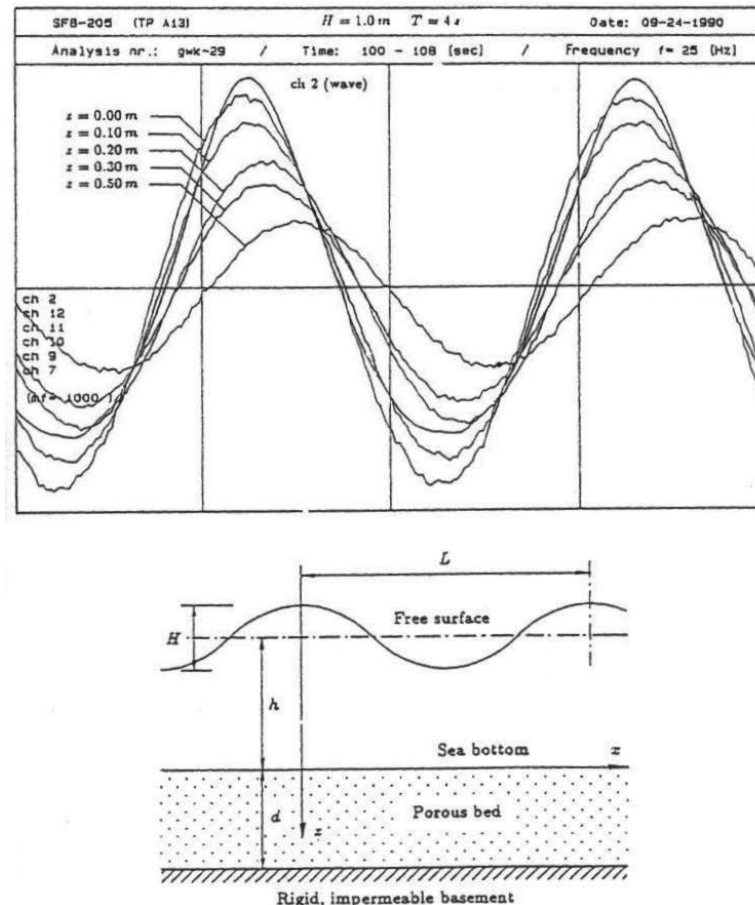


Abb. 4.9: Welleninduzierter Porenwasserdruck in einem porösen Seeboden, Messergebnis für ein  $d = 0,5\text{ m}$  dickes Sandbett aus mitteldichtem Fein- bis Mittelsand, Zeitreihen der an der Oberfläche ( $z=0$ ) gemessenen Druckverteilung und des Porenwasserdrucks für  $z=0,1\text{ m}$ ;  $0,2\text{ m}$ ;  $0,3\text{ m}$  und  $0,5\text{ m}$  Tiefe (aus: Richwien, 2001)

Abb. 4.9 zeigt den von Magda (1994) gemessenen welleninduzierten Porenwasserdruck in einem porösen Seeboden. An der Oberfläche der  $0,5\text{ m}$  dicken Sandschicht wirkt ein zeitlich und mit der Wellenrichtung veränderlicher Druck. Die Messergebnisse zeigen die Zeitreihen der an der Oberfläche ( $z = 0\text{ m}$ ) gemessenen Druckverteilung und des in den Tiefen  $z = 0,1\text{ m}$ ,  $z = 0,2\text{ m}$ ,  $z = 0,3\text{ m}$  und  $z = 0,5\text{ m}$  gemessenen Porenwasserdrucks. Im Boden bildet sich die Druckeinwirkung als Porenwasserüberdruck mit über die Tiefe abnehmender Amplitude und Phasenverschiebung ab.

Magda versuchte diese Messungen rechnerisch abzubilden. Die hierzu erforderlichen mathematischen Lösungsansätze wurden von Madsen (1978) und Yamamoto et al. (1978) entwickelt und von Okusa (1985) weiterentwickelt. Magda koppelte die elastische Formänderung der Bodenmatrix an die Speichergleichung von Verruijt (1969), die die Konsolidierung des Bodens für den Fall kompressiblen Porenfluids erfasst. Es ergibt sich eine lineare Diffe-

rentialgleichung 4. Ordnung, mit der die Druckverteilung im Boden ermittelt werden kann. Von Nachteil ist allerdings, dass diese Gleichung selbst für einfache Fälle nur numerisch gelöst werden kann. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass es theoretische Ansätze gibt, mit denen die Einwirkungen des Wasserspiegelabsunks in den Boden hinein quantifiziert werden können. In diesen Ansätzen muss sowohl das Korngerüst des Bodens als auch das Porenfluid kompressibel angenommen werden.

Ein wichtiger Eingangsparameter für die Berechnung ist die Volumenkompressibilität des Porenfluids  $\beta_F$ , die für Sättigungsgrade  $S > \text{rd. } 0,8$  nach einem Ansatz von Verruijt (1969) ermittelt werden kann:

$$\beta_F = \beta_W + \frac{1-S}{p_a}, \quad 1-S \ll 1 \quad (\text{Gl. 4.16})$$

In dieser Beziehung steht  $\beta_W$  für die Volumenkompressibilität des reinen Wassers ( $\beta_W = 4,2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{kN}$ ),  $S$  ist der Sättigungsgrad und  $p_a = p_{\text{atm}} + p_h$  der absolute statische Porenwasserdruck, d.h. die Summe aus mittlerem atmosphärischem Druck und mittlerem Porenwasserdruck nach Wassertiefe.

Weiterhin ist die Volumenkompressibilität des Bodens  $\alpha$  zu bestimmen. Sie ergibt sich nach Gleichung 4.17 aus der Wasserdurchlässigkeit des Bodens  $k_B$ , dem Steifemodul des Bodens  $E_S$  und der Kompressibilität des Porenfluids  $\beta_F$  zu:

$$\alpha = \frac{\gamma_W}{k_B} \cdot (n \cdot \beta_F + \alpha_E) = \frac{\gamma_W}{k_B} \cdot \left( n \cdot \beta_F + \frac{1}{E_S} \right) \quad (\text{Gl. 4.17})$$

Neben dem Umstand, dass die theoretischen Ansätze selbst für einfache Fälle nur numerisch gelöst werden können, zeigt sich in der Anwendung auch (Magda, 1992; Richwien, 2001), wie sehr die Aussage der theoretisch gefundenen Ansätze von den gewählten bodenmechanischen Eingangsparametern abhängt. Messtechnisch ist es kaum möglich, bodenmechanische Parameter wie den Sättigungsgrad  $S$  und die Wasserdurchlässigkeit  $k_B$  mit der notwendigen Genauigkeit zu erfassen. Für die praktische Anwendung dieser theoretisch gefundenen Modelle gilt es also noch einige Schwierigkeiten zu überwinden.

In der Ingenieurpraxis werden deshalb Böden, die dauernd unter Wasser liegen, als wassergesättigt angenommen. Für diese Annahme lassen sich die praktikablen Methoden der klassischen Bodenmechanik anwenden. Der Sättigungsgrad in Höhe des Grundwasserspiegels wird nach Abb. 4.10 zu  $S = 1$  gesetzt und die Einflüsse aus dem Gasanteil im Boden bleiben bei dieser Betrachtungsweise unberücksichtigt.

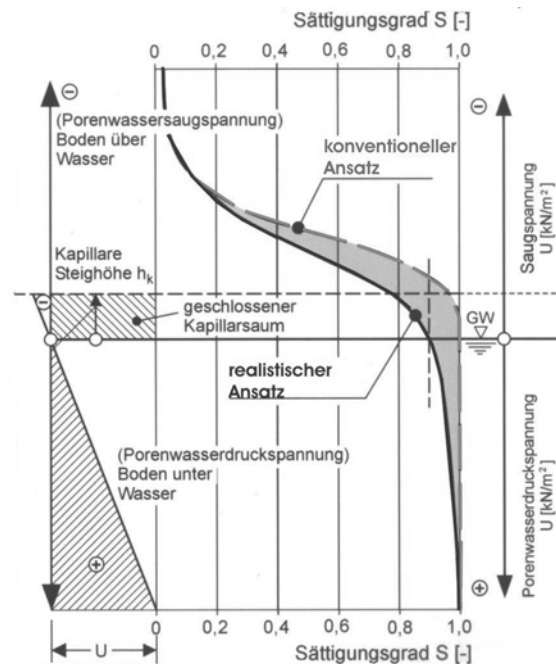


Abb. 4.10: Konventioneller und realistischer Ansatz für den Anfangssättigungsgrad in Höhe des Grundwasserspiegels (aus: Köhler, 2002)

Dieser Ansatz ist bei stationären Verhältnissen zulässig, kann aber die vorstehend diskutierten Phänomene nicht beschreiben. Daher wird z.B. im Mitteilungsblatt der BAW zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen an Binnenwasserstraßen (BAW, 2004) eine Bodensättigung zugrunde gelegt, die realitätsnäher ist (Abb. 4.10). Es wird davon ausgegangen, dass der Sättigungsgrad in Höhe des Grundwasserspiegels zwischen 0,9 und 1,0 liegt. Ziel ist es, die Auswirkungen der Luft im Porenfluid bei der Bemessung von Deckwerken zu berücksichtigen. Einen einfachen und benutzbaren Ansatz zur Berechnung der Druckverteilung im Boden stellt Köhler (1997a und b) vor. Köhler erarbeitete eine einfache Funktion für die mit der Zeit  $t$  und mit der Tiefe  $z$  veränderlichen Porenwasserüberdrücke  $\Delta u(z, t)$  aus schnellem Wasserspiegelabsenk und stellt dem Praktiker zusätzlich ein einfaches Bemessungsdiagramm zur Verfügung. Gerade wegen dieser Einfachheit wurde dieses Verfahren bereits in den neuesten Empfehlungen der EAU 2004 und im Mitteilungsblatt Nr. 87 der BAW (BAW, 2004) aufgenommen. Auch für die Anwendung im Standsicherheitsnachweis für Abbauböschungen in Sand und Kies unter Wasser ist eine Berechnung mit dem Berechnungsansatz nach Köhler, der in seinen Grundlagen im Abschnitt 4.2 vorgestellt wird, denkbar.

## 4.2 Berechnungsansatz nach Köhler

### 4.2.1 Grundlagen

Die BAW entwickelte bereits 1973 eine Versuchsrube zur Untersuchung von durch Absenk belasteten Böschungen. Ziel der durchgeführten Modellversuche, die später durch Naturver-

suche erweitert wurden, war es, die Auswirkung der Schifffahrtsbelastung an Wasserstraßen im Böschungs- und Sohlbereich zu beschreiben. Anhand der Untersuchungsergebnisse lässt sich zeigen, dass für die sichere Dimensionierung von Böschungen und Deckwerken an Wasserstraßen insbesondere auf die Belastung aus Wasserstandsänderungen und dynamisch einwirkenden Belastungen geachtet werden muss. Abhängig von der Steifigkeit  $E_s$  und der Wasserdurchlässigkeit  $k_B$  des Bodens sowie der jeweils wirkenden Wasserspiegeländerungen kommt es nämlich zu Druckreaktionen im unter Wasser stehenden Boden, die die Standsicherheit der Böschungen gefährden können (Köhler, 2001).

Ursache für die im Boden auftretende Porenwasserdruckdämpfung ist der bereits beschriebene Umstand, dass das Porenfluid auch unterhalb des Wasserspiegels relativ große Anteile von Luft und anderen gasförmigen Stoffen enthält und der Boden somit ungesättigt ist. Die folgenden Gleichungen beschreiben insbesondere das Verhalten ungesättigter Böden mit einem Sättigungsgrad von mehr als 85% (Köhler, Feddersen und Schwab, 1999).

Die Formel von Hilf (in: Fredlund und Rahardjo, 1993) beschreibt die Luftdruckänderung  $\Delta p_a$  in den Poren, die nötig ist, um eine Änderung des Porenvolumens  $\Delta n$  zu erzeugen. Abhängig vom Ausgangssättigungsgrad  $S_0$  kann so mit Gleichung 4.18 die Tiefe  $z$  ermittelt werden, in der die volle Wassersättigung  $S = 1$  erreicht wird.

Die Gleichung von Hilf lautet:

$$\Delta p_a = \frac{\Delta n}{(1 - S_0) \cdot n_0 + H \cdot S_0 \cdot n_0 - \Delta n} \cdot p_0 \quad (\text{Gl. 4.18})$$

In dieser Gleichung ist  $S_0$  der Anfangssättigungsgrad an der Gewässersohle,  $n_0$  ist das Anfangsporenvolumen,  $p_0$  der atmosphärische Druck und  $H$  die so genannte Henry-Konstante ( $H = 0,02$ ), die die Lösbarkeit von Luft in Wasser beschreibt.

Der Sättigungsgrad  $S$  in einer bestimmten Bodentiefe kann nach Gleichung 4.19 aus dem Anfangssättigungsgrad  $S_0$  und der Änderung des Porenvolumens  $\Delta n$  berechnet werden, wenn vorausgesetzt wird, dass der im Porenwasser vorhandene Gasanteil homogen über die Bodentiefe verteilt ist.

$$S = \frac{S_0 \cdot n_0}{n_0 - \Delta n} \quad (\text{Gl. 4.19})$$

Wird der Einfluss der Kapillarität in erster Näherung vernachlässigt und wird angenommen, dass keine Saugspannungen auftreten, so entspricht der Gasblasendruck dem angrenzenden Wasserdruck (Köhler, Feddersen und Schwab, 1999). Es gilt also:

$$\Delta p_a = \gamma_{aw} \cdot z \quad (\text{Gl. 4.20})$$

wobei die Wichte des Gas-Wasser-Gemisches  $\gamma_{wa}$  vereinfachend durch die Wichte des Wassers  $\gamma_w$  ersetzt werden kann.

Durch Gleichsetzen von 4.18 und 4.20 und Auflösen nach  $\Delta n$  ergibt sich:

$$\Delta n = \frac{[(1 - S_0) \cdot n_0 + H \cdot S_0 \cdot n_0] \cdot \gamma_w \cdot z}{p_0 + \gamma_w \cdot z} \quad (\text{Gl. 4.21})$$

und der Sättigungsgrad in der Bodentiefe  $z$  lässt sich nach Gleichung 4.19 mit dem Anfangssättigungsgrad  $S_0$  und mit  $\Delta n$  nach Gleichung 4.21 berechnen.

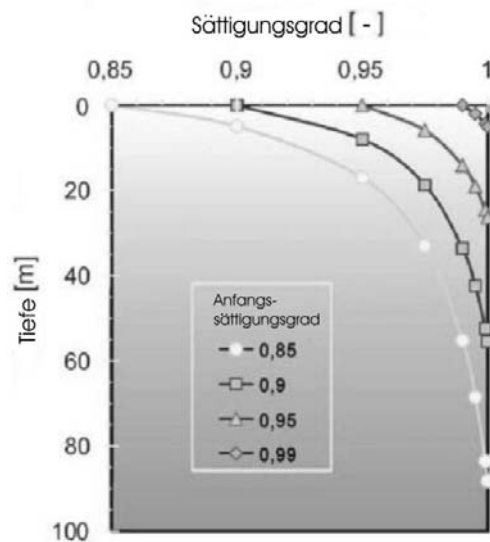
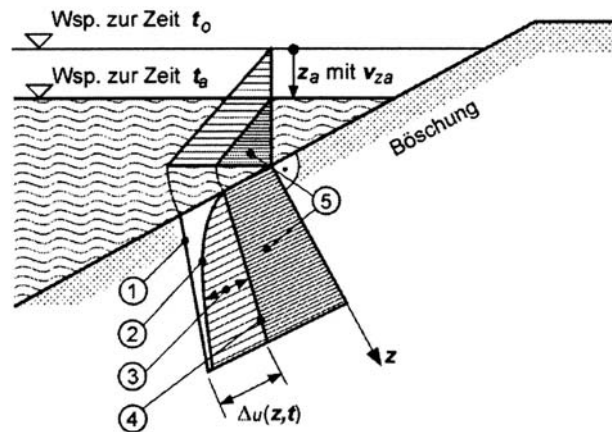


Abb. 4.11: Verteilung des Sättigungsgrades  $S$  über die Tiefe  $z$  unterhalb der Wasser-Boden-Grenzfläche in Abhängigkeit vom Ausgangssättigungsgrad  $S_0$  und Ausgangsporenvolumen  $n_0$  (aus: Köhler, 2001)

In Abb. 4.11 sind die Berechnungsergebnisse graphisch aufgetragen und man kann den Anstieg des Sättigungsgrads mit zunehmender Bodentiefe  $z$  erkennen. Dies bedeutet für einen Boden mit einem Anfangssättigungsgrad von z.B.  $S_0 = 0,9$ , dass die volle Wassersättigung erst in einer Tiefe von rd. 60 m erreicht wird. Das Phänomen der Druckdämpfung kann bei entsprechendem  $S_0$  bis in große Tiefen wirksam sein.



- Legende :
- ① Porenwasserdruck zur Zeit  $t_0$
  - ② Porenwasserdruck zur Zeit  $t_a$
  - ③ Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  zur Zeit  $t = t_a$
  - ④ Porenwasserdruck zur Zeit  $t = t_\infty$
  - ⑤ Hydrostatischer Druckanteil für  $t = t_a$
  - $z_a$  Wasserspiegelabsink
  - $v_{za}$  Absinkgeschwindigkeit ( $v_{za} = \frac{z_a}{t_a}$ )
  - $\Delta u$  Porenwasserüberdruck
  - $z$  Tiefe im Boden senkrecht zur Böschung

Abb. 4.12: Hydrostatischer Porenwasserdruck und Porenwasserüberdruck während eines schnellen Wasserspiegelabsinks (aus: BAW, 2004)

Infolge der Druckdämpfung bei schnellem Wasserspiegelabsink entstehen Porenwasserüberdrücke, die ein Druckgefälle zwischen der Gewässersohle und tiefer liegenden Schichten des anstehenden Bodens erzeugen. Die Größe der zugehörigen Druckgradienten  $i_p$  ist von verschiedenen Parametern abhängig, in erster Linie aber von der Absinkgeschwindigkeit  $v_{za}$  und von der Wasserdurchlässigkeit des Bodens  $k_B$ . Abb. 4.12 stellt den Verlauf des hydrostatischen Porenwasserdrucks und des Porenwasserüberdrucks während eines schnellen Wasserspiegelabsinks schematisch dar. Infolge der Porenwasserüberdrücke kommt es zu Sickerströmungen in Richtung der Bodenoberfläche. Abb. 4.13 zeigt die Strom- und Potentiallinien, die bei schnellem Wasserspiegelabsink unter einer durchlässigen Böschungssicherung auftreten. Die Sickerströmung vermindert die Standsicherheit von Böschung und Sohle und es kann zu Rutschungen oder Auflockerungen des Bodens kommen (BAW, 2004).

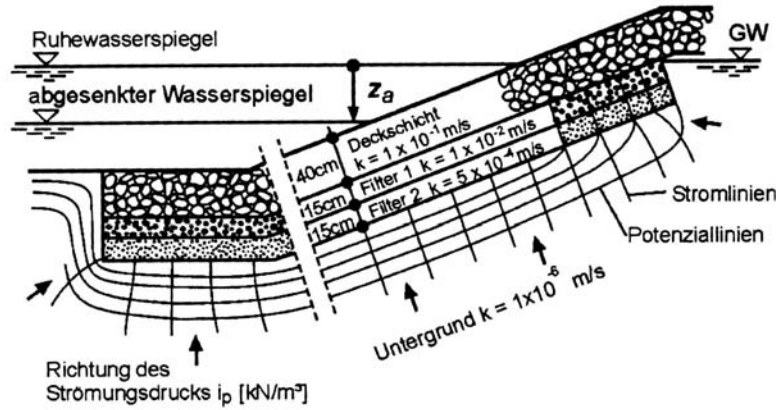


Abb. 4.13: Strom- und Potentiallinien im Boden unter einer durchlässigen Böschungssicherung bei schnellem Wasserspiegelabsenk (aus: BAW, 2004)

Modellversuche und numerische Berechnungen haben gezeigt, dass das Phänomen der Porenwasserdruckdämpfung im Boden als ein- oder zweidimensionaler Belastungszustand mit den Lösungsansätzen der finiten Differenzen oder der finiten Elemente nachgebildet werden kann. Sollen verschiedene Eigenschaften unterschiedlich horizontal oder vertikal geschichteter Böden an wasserspiegelabsenkbelasteten Böschungen erfasst werden, so kann die jeweils wirkende Standrohrspiegelhöhe  $\phi$  über die Bodentiefe  $z$  unterhalb der Gewässersohle mit einer zweidimensionalen Differentialgleichung wie folgt beschrieben werden:

$$\frac{\partial}{\partial t} \phi(x, z, t) = D(z, t) \left( \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \phi(x, z, t) + \varepsilon(z, t) \frac{\Delta}{\Delta t} \phi(x, z, t) \quad (\text{Gl. 4.22})$$

In dieser Gleichung ist  $\Delta\phi/\Delta t$  die Änderung von  $\phi$ , die sich mit dem durch die Laufgeschwindigkeit der Sunk- bzw. Wellenbelastung ändernden Druckabbau in vertikaler Richtung des Bodens  $z$  einstellt,  $\varepsilon(z, t)$  ist die Volumendehnung im Boden und  $D(z, t)$  ist die von der Bodentiefe  $z$  und der Zeit  $t$  abhängige Diffusionskonstante:

$$D(z, t) = \frac{1}{\alpha} = \frac{k(z, t)}{\gamma_W \cdot n(z, t) \cdot \left( \beta_W + \frac{1 - S(z, t)}{p_{\text{atm}} + \gamma_W \cdot h_0 + \gamma_W \cdot z} \right) + \gamma_W \cdot \alpha_E(z, t)} \quad (\text{Gl. 4.23})$$

Dabei beschreibt der Term  $\left( \beta_W + \frac{1 - S(z, t)}{p_{\text{atm}} + \gamma_W \cdot h_0 + \gamma_W \cdot z} \right) = \beta_F(z, t)$  die Kompressibilität des Wasser-Luft-Gemisches entsprechend Gleichung 4.16 und  $\alpha_E(z, t) = 1/E_S$  ist die Kompressibilität des sich elastisch verhaltenden Bodens nach Gleichung 4.17.



### 4.2.2 Vereinfachter Rechenansatz nach Köhler

Die Auswertung weiterer Untersuchungsergebnisse von Köhler (1989) und de Groot (1988) ergab, dass sich der unterhalb des wasserdruckbelasteten Bodens entstehende zeitlich und tiefenabhängig veränderliche instationäre Porenwasserüberdruck vereinfacht mit einer Exponentialfunktion beschreiben lässt:

$$\Delta u(z, t) = \gamma_w \cdot z_A \cdot (1 - a(t) \cdot e^{(-b(t) \cdot z)}) \quad (\text{Gl. 4.24})$$

In dieser Funktion ist  $\gamma_w$  die Wichte des Wassers,  $z_A$  der Absink und  $z$  die Tiefe unter der Böschungs- bzw. Sohloberfläche. Um den Verlauf des instationären Porenwasserüberdrucks zu berechnen, wird das anzusetzende Absinkmaß  $\gamma_w \cdot z_A$  mit dem Dämpfungsglied einer exponentiellen Übertragungsfunktion multipliziert. Die beiden Porenwasserdruckparameter  $a(t)$  und  $b(t)$  der Übertragungsfunktion beschreiben die Krümmung der Exponentialfunktion und damit die Größe des Porenwasserüberdrucks. Um den Wert der Porenwasserdruckparameter zu bestimmen, wurden Porenwasserdruckmessungen an Wasserstraßen durchgeführt. Durch eine Regressionsanalyse konnten dann aus den Messergebnissen die Parameter  $a(t)$  und  $b(t)$  bestimmt werden.

Aus physikalischen Gründen muss der Porenwasserdruckparameter  $a(t)$  den Wert  $a(t) = 1$  annehmen, da sonst der Porenwasserüberdruck an der Böschungs- oder Sohloberfläche nicht  $\Delta u(z=0, t) = 0$  sein kann. Die Regressionsanalyse der Messergebnisse ergab auch tatsächlich, dass der Parameter  $a(t)$  um den Wert 1 variiert (Köhler, 2001; Alberts, 2001). In Gleichung 4.24 wird der Parameter  $a(t)$  daher vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend zu  $a(t) = 1,0$  gesetzt, soweit sich nicht aus der mathematischen Beschreibung von Messergebnissen andere Werte ergeben.

Der Porenwasserdruckparameter  $b(t)$  bestimmt im Wesentlichen den Druckverlauf über die Tiefe  $z$  und ist hauptsächlich abhängig von der Wasserdurchlässigkeit des Bodens  $k_B$  und der Absinkzeit  $t_A$ , in der der Wasserstandswechsel stattfindet. Die Auswertung von Porenwasserdruckmessungen ergab, dass sich der maximale  $b(t)$ -Wert in den meisten Fällen zum Zeitpunkt des größten Absinks einstellt. Die ungünstigsten Porenwasserüberdrücke bestehen also nur für den kurzen Zeitpunkt um den Maximalwert des Absinks herum. Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend kann die zeitabhängige Veränderung des  $b$ -Wertes vernachlässigt werden und es wird mit dem Maximalwert von  $\Delta u$  über die Absinkdauer  $t_A$  gerechnet.

Der Ansatz für den instationären Porenwasserüberdruck nach Gleichung 4.24 lässt sich somit folgendermaßen vereinfachen:

$$\Delta u(z) = \gamma_W \cdot z_A \cdot (1 - e^{(-b \cdot z)}) \quad (\text{Gl. 4.25})$$

Neben der Ermittlung des b-Werts aus Naturmessungen kann b auch rechnerisch abgeschätzt werden. Nach Schulz (1986) lässt sich für b schreiben:

$$b = \sqrt{\frac{\gamma_W \cdot (n \cdot \beta_F + \frac{1}{E_S}) \cdot \pi}{2 \cdot k_B \cdot t_A}} \quad (\text{Gl. 4.26})$$

Der Porenwasserdruckparameter b steht also für die spezifischen Last- und Bodeneigenschaften und er wird in Gleichung 4.26 über den theoretischen Zusammenhang zwischen der Zusammendrückbarkeit von Boden und Porenwasser, dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  des Bodens und der maßgebenden Absinkzeit  $t_A$  definiert.

Für die praktische Anwendung des instationären Porenwasserüberdrucks in einem allgemeinen Bemessungsansatz zur Standsicherheit durchlässiger Böschungssicherungen wurden die theoretischen Zusammenhänge und die Ergebnisse von Messungen für den b-Wert in dem in Abb. 4.14 dargestellten Diagramm zusammengefasst (BAW; 2004). Für den einfachen Fall einer homogenen Bodenschicht kann also der maßgebende Verlauf des Porenwasserüberdrucks  $\Delta u(z,t)$  über die Bodentiefe z für den bestimmten Belastungsfall der Wasserspiegelabsenkung infolge Schifffahrt direkt in Relation zum Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  des Bodens und der maßgebenden Absinkzeit  $t_A^* = 5 \text{ s}$  (wie sie für eine typische Schifffahrtsbelastung an Binnenwasserstraßen gelten würden) aus dem Bemessungsdiagramm entnommen werden.

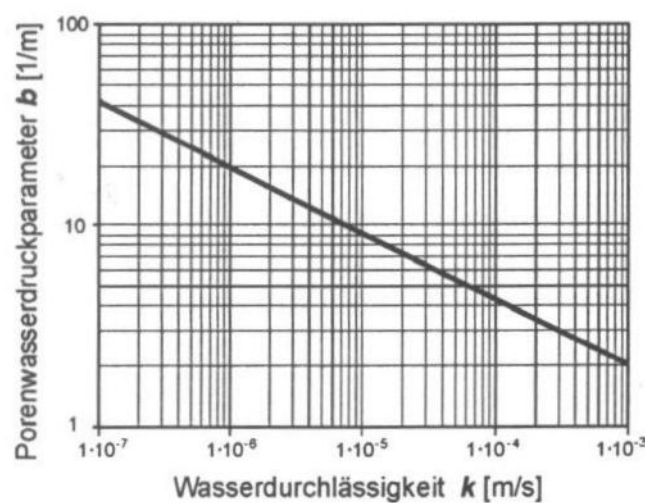


Abb. 4.14: Bemessungsdiagramm (aus: BAW, 2004)

### 4.2.3 Praktische Anwendung der Bemessungsdiagramme

Der aus der Belastung durch wechselnde Wasserstände entstehende Porenwasserüberdruck im Baugrund wird maßgeblich von den folgenden Parametern beeinflusst: Absenkmaß  $z_A$ ; Absinkdauer  $t_A$ , wobei damit der Zeitraum bis zum Entstehen des maximalen Absinks gemeint ist; Durchlässigkeit  $k_B$  des Bodens; Scherfestigkeit des Bodens mit den wirksamen Scherparametern  $\varphi'$  und  $c'$ ; Steifemodul  $E_S$  des Bodens und Sättigungsgrad  $S$  des Bodens. Die Größe des instationären Porenwasserdrucks lässt sich nach den bisherigen Erkenntnissen für Binnenwasserstraßen mit Wassertiefen bis rd. 4 m rechnerisch zutreffend mit den Bemessungsdiagrammen für die Deckwerksbemessung an schifffahrtsbelasteten Wasserstraßen (nach: Köhler, 1997), wie es in Abb. 4.14 dargestellt ist, abschätzen. Der jeweils maßgebende Porenwasserdruckparameter  $b(t_A^* = 5 \text{ s})$  korrespondiert mit der Wasserdurchlässigkeit  $k_B$  und gilt für eine Absinkgeschwindigkeit von  $v_{zA} = z_A / t_A^* = 0,12 \text{ m/s}$ . Auch alle weiteren Einflussgrößen wie der Sättigungsgrad  $S$  und der Steifemodul  $E_S$  des Bodens sind in dem Diagramm berücksichtigt worden.

Das Bemessungsdiagramm ist in dieser Form in das Mitteilungsblatt zur Bemessung von Böschungssicherungen an Binnenwasserstraßen (BAW, 2004) aufgenommen worden, um den Porenwasserüberdruck  $\Delta u(z,t)$  als Folge eines schnellen Wasserspiegelabsinks bei der geotechnischen Bemessung durchlässiger Deckwerke berücksichtigen zu können. Möchte man den  $b$ -Wert für eine andere Absinkzeit als  $t_A^* = 5 \text{ s}$  ermitteln, so wird der aus dem Diagramm für den maßgebenden Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  abgelesene Wert von  $b$  mit dem Faktor  $\sqrt{t_A^*/t_A}$  multipliziert.  $t_A$  steht hier für die gewünschte Absinkzeit. Für größere Absinkzeiten mit  $t_A > t_A^* = 5 \text{ s}$  ergeben sich kleinere  $b$ -Werte und damit auch kleinere Porenwasserüberdrücke  $\Delta u(z,t)$  und eine geringere Druckdämpfung. Für kleinere Absinkzeiten  $t_A < t_A^* = 5 \text{ s}$  ergeben sich entsprechend erhöhte  $b$ -Werte und es kommt zu einer größeren Druckdämpfung.

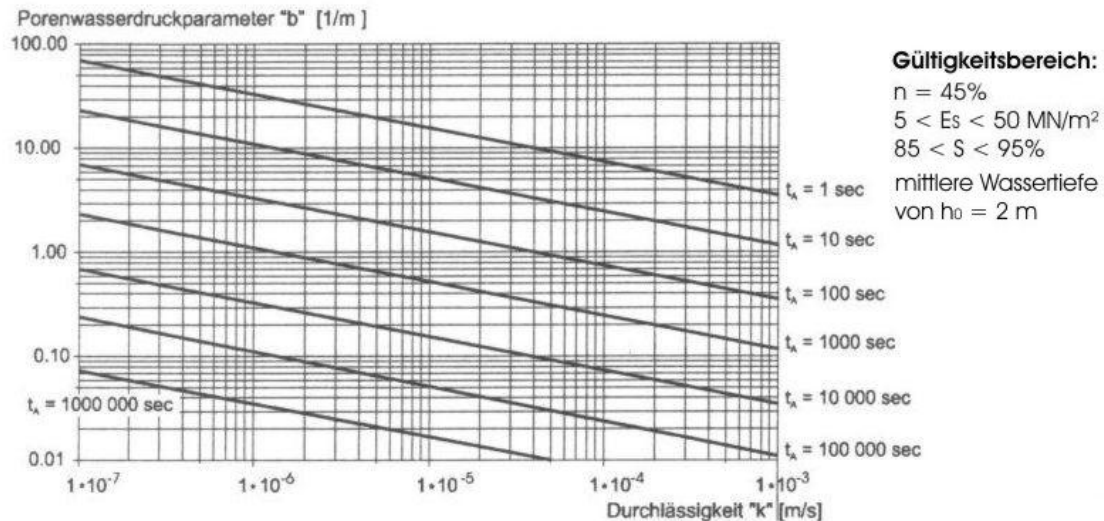


Abb. 4.15: Bemessungsdiagramm (aus: EAU, 2004)

Aus den Ergebnissen zahlreicher numerischer Berechnungen und vergleichend durchgeführter Porenwasserdruckmessungen in Labor-, Feld- und Modellversuchen konnte Köhler (1997) ein erweitertes Diagramm zur Bestimmung der jeweils maßgeblich wirkenden Porenwasserüberdrücke  $\Delta u(z,t)$  entwickeln. Das Bemessungsdiagramm (Abb. 4.15) für den instationären Porenwasserdruckansatz liefert den Porenwasserdruckparameter  $b$  in Abhängigkeit von der Wasserdurchlässigkeit  $k_B$  des Bodens und der zugehörigen Absinkzeit  $t_A$ . Das Bemessungsdiagramm nach Abb. 4.15 ist den Empfehlungen des Arbeitsausschusses Uferengineering (EAU, 2004) entnommen und wird für den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch im Anfangszustand mit instationär auftretenden Porenwasserüberdrücken benötigt. Aus diesem Diagramm können  $b$ -Werte sowohl für eine Absinkdauer von  $t_A = 5,0 \text{ s}$  ermittelt werden, aber auch für langsamer ablaufende Wasserspiegelsenkungen (z.B. Tideverlauf oder ablaufende Hochwässer) mit einer Absinkdauer von  $t_A = 6 \text{ Stunden}$  oder länger. Das Diagramm bezieht sich auf die nachfolgend genannten Berechnungskennwerte des Bodens wie Sättigungsgrad  $S = 0,85 - 0,95$ , Steifemodul  $E_s = 5000 - 50000 \text{ kN/m}^2$ , Porenvolumen  $n = 0,45$  und eine mittlere Wassertiefe von  $2 \text{ m}$  WS über der Gewässersohle. Auch hier gilt, große Absinkzeiten führen zu kleineren  $b$ -Werten und damit auch zu kleineren Porenwasserüberdrücken (Köhler und Asami, 2002).

Verwendet man den vereinfachten Rechenansatz nach Köhler zur Abschätzung instationärer Porenwasserüberdrücke im Boden, so muss zunächst der Porenwasserdruckbeiwert  $b$  bestimmt werden. Die von Köhler als Ergebnis von numerischen Berechnungen und Naturmessungen aufgestellten Bemessungsdiagramme gelten jedoch nur für bestimmte Randbedingungen, wie sie z.B. an Binnenwasserstraßen anzutreffen sind. Zu diesen Randbedingungen gehören Wassertiefen bis zu  $4 \text{ m}$ , mit einem Deckwerk gesicherte Böschungen und die Be-

lastung dieser Böschungen durch die Schiffsvorbeifahrt von Binnenschiffen. Alberts (2001) führte Naturmessungen am Nord-Ostsee-Kanal (NOK) durch, um die Größe und den Verlauf des Porenwasserdrucks zu bestimmen, der durch die hydrodynamische Belastung aus dem Schiffsverkehr entsteht. Im Gegensatz zu den Randbedingungen an Binnenwasserstraßen liegen die Wassertiefen am NOK bei rd. 11 m WS, die Unterwasserböschungen und die Sohle sind ungesichert, in den Böschungen und in der Kanalsohle stehen Mittelsande an in denen örtlich Kiese oder Steine eingelagert sind, und die auf dem NOK fahrenden Seeschiffe haben strömungsgünstiger geschnittene Rumpfe und sind bezogen auf die Kanalquerschnittsfläche vergleichsweise kleiner als die auf Binnenwasserstraßen fahrenden Binnenschiffe. Die Auswertung der Messergebnisse von Alberts (2001) ergaben wesentlich kleinere Porenwasserüberdrücke als nach den Erkenntnissen von Messungen an Binnenwasserstraßen anzunehmen war. Grundsätzlich konnte aber gezeigt werden, dass der Baugrund mit einem Porenwasserüberdruck auf die hydrodynamische Belastung reagiert. Die geringeren gemessenen Porenwasserüberdrücke führt Alberts (2001) auf die in Abb. 4.16 zusammengestellten Einflüsse (Größe der hydraulischen Belastung, Durchlässigkeit des Bodens, Sicherung der Böschung und Wassertiefe) zurück.

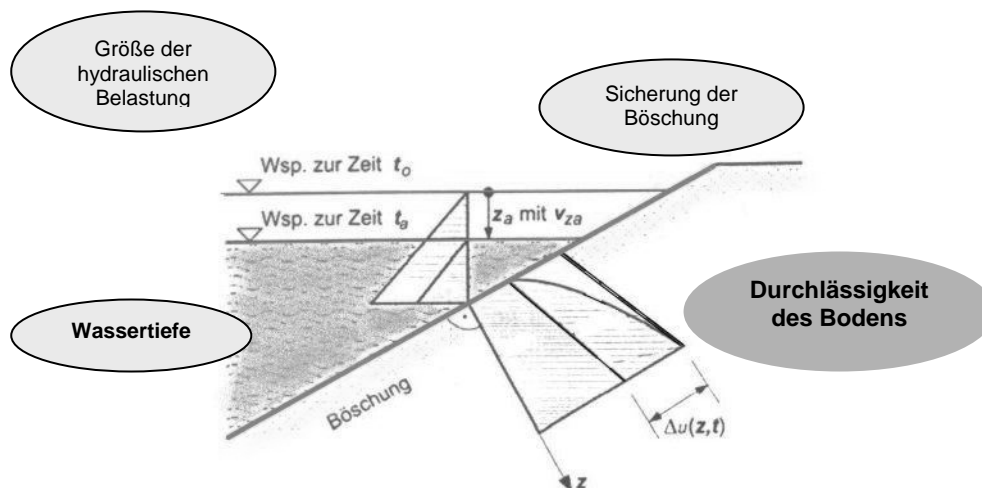


Abb. 4.16: Einflüsse auf die Größe der Druckdämpfung

Für die Randbedingungen am NOK gilt, dass die hydraulische Baugrundbelastung durch das strömungsgünstigere Seeschiff kleiner ist als die Belastung aus den Binnenschiffen. Hinzu kommt, dass durch die Einlagerung von Kiesen oder Steinen der Porenraum und damit auch die Wasserdurchlässigkeit des Bodens vergrößert werden. Je größer die Wasserdurchlässigkeit, desto schneller kann sich der Porenwasserdruck den veränderten Belastungen anpassen und desto kleiner ist der instationäre Porenwasserüberdruck im Boden. Aber auch die Wassertiefe und die Böschungssicherung spielen bei der Porenwasserüberdruckentwicklung eine Rolle. Sind Böschungen mit einem Deckwerk gesichert, so erfährt das Korngerüst des Bodens durch die Auflast aus dem Deckwerk eine Art Vorspannung, d.h. das Korngerüst

kann sich nicht frei verformen. Ist eine Böschung jedoch ungesichert, so kann sich das Korngerüst bei einer Änderung der äußeren Belastung frei verformen und die Dämpfungen sind umso kleiner, je geringer die Auflast ist. Die Wassertiefe übt ihren Einfluss auf die Größe des Porenwasserüberdrucks über den Sättigungsgrad aus. Wie bereits in Abb. 4.11 gezeigt, nimmt die Sättigung des Bodens mit der Tiefe zu. Bei größeren Wassertiefen ist die Sättigung des Bodens bereits größer und je größer der Sättigungsgrad, desto kleiner ist der Luftporenanteil im Boden und umso geringer ist der instationäre Porenwasserüberdruck.

### 4.3 Ansatz instationärer Strömungskräfte beim Standsicherheitsnachweis von Abbauböschungen

#### 4.3.1 Allgemeines

Wie Böschungen an schiffahrtsbelasteten Wasserstraßen unterliegen auch Abbauböschungen an Baggerseen einer ständigen Belastung aus schnellen Wasserspiegeländerungen infolge von Wellen. Das Absunkmaß ergibt sich bei Abbauböschungen aus der Überlagerung von Windwellen und Wellen aus dem laufenden Abbaubetrieb sowie aus natürlichen Wasserspiegelschwankungen. Der Berechnungsansatz nach Köhler liefert eine gute Möglichkeit, diese Einwirkungen aus dem Abbaubetrieb rechnerisch in einem Standsicherheitsnachweis zu erfassen. Hierzu müssen die Bemessungsdiagramme (Abb. 4.14 und 4.15) für Sohl- und Uferschutzkonstruktionen an Wasserschiffahrtsstraßen aber zunächst daraufhin überprüft werden, ob sie direkt auf das Problem der Standsicherheit von Abbauböschungen im Nassabbau übertragen werden können.

Beim Berechnungsansatz nach Köhler wird die Verteilung des Porenwasserüberdrucks infolge schneller Wasserspiegeländerungen über die Bodentiefe  $z$  nach Gleichung 4.25 berechnet. Dabei kommt es insbesondere auf die Bestimmung des  $b$ -Werts an. Liegen keine Naturmessungen für den  $b$ -Wert vor, so kann dieser entweder nach Gl. 4.26 berechnet oder aber aus Bemessungsdiagrammen, wie sie in Abb. 4.14 und Abb. 4.15 dargestellt sind, abgelesen werden. Eingangsgrößen für die Bemessungsdiagramme sind die Absunkzeit  $t_A$  und der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$ . Die Gleichung für den  $b$ -Wert (Gl. 4.26) wurde von Köhler für eine vorgegebene mittlere Wassertiefe  $h_0$  und für angenommene Bandbreiten von Steifemodul  $E_S$  und Sättigungsgrad  $S$  des Bodens ausgewertet. Für die Ermittlung des im Korngerüst wirkenden welleninduzierten Porenwasserdrucks  $\Delta u(z, t)$  wird der Porenwasserdruckparameter  $b$  und das Absunkmaß  $z_A$  benötigt.

Ausgehend von dem Bemessungsdiagramm in Abb. 4.15 zur Bestimmung des Porenwasserdruckparameters  $b$  (EAU, 2004) muss geprüft werden, ob die Berechnungskennwerte für Binnenwasserstraßen mit den Randbedingungen an Abbauböschungen übereinstimmen

oder ob hier zur Berechnung der instationären Porenwasserüberdrücke eine Modifizierung der Bemessungsdiagramme notwendig ist.

### 4.3.2 Parameter zur Beschreibung instationärer Porenwasserüberdrücke an Baggerseen

Im Bereich von Baggerseen (Gewinnungsseen) werden Wellen durch die Abbautätigkeit und durch Wind erzeugt. Hinzu kommen natürliche Wasserspiegelschwankungen. Durch alle diese Einwirkungen können im Boden vorübergehend Wasserüberdrücke entstehen, die die Standsicherheit von Böschungen beeinflussen. Die Wirkung dieser Einflüsse auf die Böschung ist von ihrer physikalischen Entstehung unabhängig.

Sinusförmige Wellenbewegungen mit kleiner Wellenhöhe werden durch die charakteristischen Größen Wellenhöhe  $H_s$ , Wellenlänge  $L$ , Wellengeschwindigkeit  $c_w$ , Wellenperiode  $T_w$  und Wassertiefe  $h_m$  (Abb. 4.17) beschrieben.

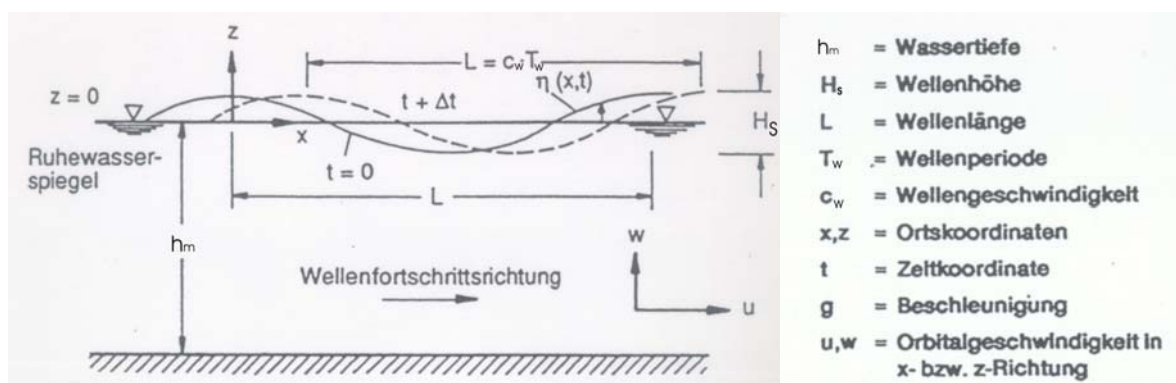


Abb. 4.17: Charakteristische Größen einer fortschreitenden sinusförmigen Wellenbewegung mit kleiner Wellenhöhe (aus: EAK, 1993)

Windwellen und Wellen aus dem Abbaubetrieb können z.B. über die Größe des erzeugten Absunks  $z_A$  vor der Böschung erfasst werden. Der Absunk beschreibt die Wasserspiegeldifferenz zwischen der Wasserspiegelhöhe zum Zeitpunkt  $t_0$  und der Wasserspiegelhöhe zum Zeitpunkt  $t = t_A$  an einem Uferpunkt. Das Absunkmaß aus einer Wellenbewegung ergibt sich zu:

$$z_A = H_s / 2 \quad (\text{Gl. 4.27})$$

Das Absunkmaß  $z_A$  ergibt sich aus der Überlagerung von Wind- und Abbauwellen. Mit der zugehörigen Absunkdauer  $t_A$  kann dann die mittlere Absunkgeschwindigkeit  $v_{zA} = z_A / t_A$  berechnet werden.

Wind erzeugt auf freien, offenen Wasserflächen Stau- und Sunkerscheinungen und Wellen. Die Wellen entstehen in Abhängigkeit von Windrichtung, Windgeschwindigkeit und Winddauer. Wellenverhältnisse und Wellenklima sind u. a. für Veränderungen an Uferböschungen oder Seebauwerken verantwortlich. Für Baumaßnahmen zum Schutz von Küsten und Häfen gilt daher, dass eine verantwortungsbewusste Planung der Seebauten nur bei ausreichender Kenntnis über die durch Wind erzeugten hydromechanischen Vorgänge möglich ist (Wagner, 2002a und Wagner, 2002b). Die für eine Berechnung notwendigen Winddaten können z.B. den statistischen Unterlagen des Deutschen Wetterdienstes (DWD) entnommen werden. Anders als bei Seebauwerken stehen im Bereich von Binnengewässern oder Baggerseen kaum Aussagen über die mögliche Höhe winderzeugter Wellen zur Verfügung. Mit Hilfe der heutigen Methoden zur Wellenbestimmung können aber auch für kleinere Seegebiete für die Bemessung ausreichende Windlastannahmen getroffen werden (Wagner, 2002b und BAW, 2004).

Auch für Gewinnungsseen ist es notwendig die Höhe winderzeugter Wellen zu bestimmen. Das Mitteilungsblatt der BAW (BAW, 2004) gibt Wellenhöhen in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit und der effektiven Windwirklänge (effektiver Fetch  $F_{\text{eff}}$ ) für verschiedene Wassertiefen an. Durch die Größe  $F_{\text{eff}}$  wird das Verhältnis von Breite zu Länge des Windwirkgebietes berücksichtigt. Ohne großen numerischen Aufwand können Bemessungswellenhöhen direkt aus dem Diagramm in Abb. 4.18 abgelesen werden. Das dargestellte Diagramm gilt für eine mittlere Wassertiefe von 6 m, für Windgeschwindigkeiten  $\lambda$  zwischen 8 und 14 m/s und für Windwirklängen bis 5 km. Ausgehend von einer effektiven Windwirklänge von  $F_{\text{eff}} = 2000$  m und einer Windgeschwindigkeit von  $\lambda = 14$  m/s ergibt sich bei einer Wassertiefe  $h_m = 6$  m eine Wellenhöhe von  $H_S \approx 0,48$  m. Das Mitteilungsblatt Nr. 87 (BAW, 2004) führt aus, dass sich für Wassertiefen über 6 m nur unwesentlich größere Wellenhöhen ergeben. Damit kann das Diagramm in Abb. 4.18 auch für größere Wassertiefen mit ausreichender Genauigkeit angewendet werden. Für die angenommenen Randbedingungen ergibt sich der winderzeugte Absunk damit zu:

$$z_{A(\text{Wind})} = H_S / 2 = 0,48 / 2 = 0,24 \text{ m} \quad (\text{Gl. 4.28})$$

Um im vorliegenden Windwirkgebiet die maximal mögliche Wellenhöhe erzeugen zu können, muss die herrschende Windgeschwindigkeit eine Mindestzeit  $t_{\text{min}}$  andauern. Nach BAW (2004) gilt:

$$t_{\text{min}} = F_{\text{eff}}^{2/3} / \lambda^{0,41} \quad (\text{Gl. 4.29})$$



Gleichung 4.29 ist nicht dimensionsrein. Eine Mindest-Windwirkdauer  $t_{\min}$  in [h] ergibt sich, wenn die Windwirklänge  $F_{\text{eff}}$  in [km] und die Windgeschwindigkeit  $\lambda$  in [m/s] eingesetzt werden. Bei einer gegebenen Windgeschwindigkeit von  $\lambda = 14$  m/s und einer Windwirklänge von  $F_{\text{eff}} = 2$  km beträgt die zugehörige Absunkzeit demnach:

$$t_{\min} = t_{A(\text{Wind})} = 2^{2/3} / 14^{0,41} = 0,54 \text{ h} = 1937 \text{ sec} \quad (\text{Gl. 4.30})$$

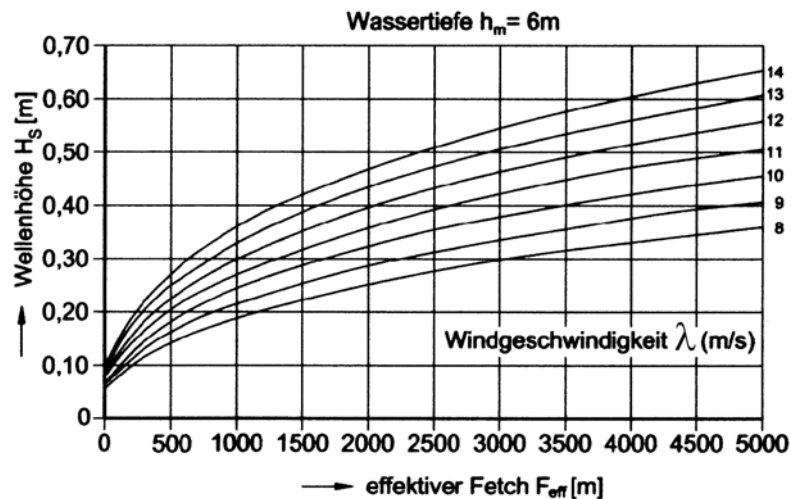


Abb. 4.18: Bemessungswellenhöhe abhängig von Windgeschwindigkeit  $\lambda$  und effektivem Fetch  $F_{\text{eff}}$  für eine Wassertiefe von  $h_m = 6$  m nach CUR-TAW 1992 (BAW, 2004)

Für geotechnische Fragestellungen ist die Absunkdauer  $t_A$  der Windwelle von Interesse. Überschlüssig kann sie nach Gleichung 4.31 aus der Wellenperiode  $T_W$  ermittelt werden:

$$t_{A(\text{Wind})} \approx \frac{1}{2} T_W \quad (\text{Gl. 4.31})$$

Die Bestimmungsgleichung für die charakteristische Wellenperiode  $T_W$  ist eine Funktion der mittleren Wassertiefe  $h_m$ , der Windgeschwindigkeit  $\lambda$  und des effektiven Fetchs  $F_{\text{eff}}$ . Es gilt:

$$\frac{g \cdot T_W}{\lambda} = 2\pi 1,2 \tanh \left[ 0,833 \left( \frac{g \cdot h_m}{\lambda^2} \right)^{0,375} \right] \cdot \tanh \frac{0,077 \left( \frac{g \cdot F_{\text{eff}}}{\lambda^2} \right)^{0,25}}{\tanh \left[ 0,833 \left( \frac{g \cdot h_m}{\lambda^2} \right)^{0,375} \right]} \quad (\text{Gl. 4.32})$$

In dieser Gleichung ist  $g$  die Erdbeschleunigung ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ). Für  $\lambda = 14 \text{ m/s}$ ,  $F_{\text{eff}} = 2000 \text{ m}$  und  $h_m = 6 \text{ m}$  ergibt sich nach Auswertung der Gleichung 4.32 eine zur signifikanten Wellenhöhe  $H_s$  zugehörige charakteristische Wellenperiode von  $T_W = 2,4 \text{ s}$  und die Absunkdauer der Windwelle beträgt:

$$t_{A(\text{Wind})} \approx \frac{1}{2} T_W = \frac{1}{2} \cdot 2,4 = 1,2 \text{ s} \quad (\text{Gl. 4.33})$$

Die Lasteinwirkung aus Windwellen ist immer eine vorübergehende Belastung, die mit ihrer maximal möglichen Wellenhöhe und der zugehörigen Absunkzeit nur über eine bestimmte Zeitspanne wirkt und die instationäre Strömungskräfte erzeugt.

Zur Erfassung der hydraulischen Wechselwirkung zwischen Schiff und Wasserstraße wurden in der Vergangenheit umfangreiche Untersuchungsprogramme durchgeführt (z.B. Fuehrer, 1998), so dass viele Informationen über die Wellenbelastung durch Schifffahrt vorliegen und in das Mitteilungsblatt Nr. 87 (BAW, 2004) einfließen konnten. Es ist also möglich, die hydraulische Belastung durch die Schifffahrt an Kanalböschungen relativ genau zu quantifizieren.

Grundsätzlich sind die an Wasserstraßen auftretenden Wellen für Baggerseen nicht relevant. Allerdings muss davon ausgegangen werden, dass auch hier z.B. beim Abbauvorgang Wellen entstehen, die auf die Böschungen einwirken. Beim Nassabbau von Sand und Kies wurden bis jetzt noch keine Untersuchungen über die Wellenentwicklung durch den Abbaubetrieb vorgenommen. Die Literatur (Böttger et al., 1978) enthält lediglich Angaben darüber, dass das jeweilige Herablassen z.B. des Greifers eines Schwimmbaggers mit einer gewissen Geschwindigkeit Stoßwellen auslöst, die sich im Wasser nach allen Richtungen fortsetzen und den gesamten Böschungsbereich beeinflussen. Ebenso wie bei Kanalböschungen an Binnenwasserstraßen sollen genau diese Wellen in der Standsicherheitsuntersuchung von Abbauböschungen über das Absunkmaß  $z_A$  berücksichtigt werden.

Die vom Abbaubetrieb erzeugte Wellenhöhe hängt von verschiedenen Faktoren ab. Neben der Art des Abbaugeräts werden Faktoren wie die Gewässergeometrie, die Einflussbreite des Abbaugeräts und der Abstand der Baggerung vom Ufer einen Einfluss auf die Wellenhöhe haben. Ohne Messungen hinsichtlich der Wellenentwicklung von Abbaugeräten ist es schwierig, konkrete Annahmen zur Wellenhöhe zu treffen. Um trotzdem zu einem ersten Bemessungsansatz zu kommen, wird (ungeachtet der anderen Randbedingungen an Baggerseen) wie bei einer Schiffsvorbeifahrt von einer durchschnittlichen Absunkgeschwindigkeit der abbauerzeugten Welle von  $v_{zA} = 0,12 \text{ m/s}$  ausgegangen und die zugehörige Absunkzeit wird mit  $t_{A(\text{Abbau})} = 5 \text{ s}$  angenommen (BAW, 2004). Damit ergibt sich ein Absunk von:

$$z_{A(\text{Abbau})} = v_{zA} \cdot t_A = 0,12 \cdot 5 = 0,6 \text{ m} \quad (\text{Gl. 4.34})$$

Die Abbauwellen können in der Standsicherheitsuntersuchung ebenso wie die Windwellen als vorübergehende Einwirkung betrachtet werden.

Die Wasserspiegeländerungen in einem Baggersee resultieren aber nicht nur aus wind- und abbauerzeugten Wellen. Infolge natürlicher oder künstlicher Ursachen sind der Grundwasserstand und damit auch der freie Wasserspiegel ständigen Schwankungen unterworfen. Zu diesen Ursachen zählen oberirdische Zu- und Abflüsse, Grundwasserzustrom und Grundwasserabstrom, Versickerung, Niederschlag oder Verdunstung. Der Wasserspiegel eines Gewässers kann sich durch die genannten Einflüsse langsam oder schnell ändern. Nach Schubert (1972) kann man von einer natürlichen Wasserspiegelschwankung von rd. 0,5 m/Tag ausgehen.

Die Frage ist nun, ob das Porenwasser des anstehenden Bodens den Wasserspiegeländerungen des Gewässers ohne das Entstehen von Porenwasserüberdrücken folgen kann oder nicht. Instationäre Porenwasserüberdrücke entstehen nur bei schnell fallendem Wasserspiegel, d. h. die Absinkgeschwindigkeit des Wasserspiegels  $v_{zA}$  muss größer sein, als die Wasserdurchlässigkeit des Bodens  $k_B$ :

$$\text{schnell fallender Wasserspiegel: } v_{zA} \geq k_B \quad (\text{Gl. 4.35})$$

Für eine natürliche Wasserspiegelschwankung von 0,5 m/Tag ergibt sich eine Absinkgeschwindigkeit von  $v_{zA} = 5,8 \times 10^{-6}$  m/s und das bedeutet, dass bei Böden mit Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten zwischen  $5 \times 10^{-8}$  m/s und  $6 \times 10^{-6}$  m/s auch die natürlichen Wasserspiegelschwankungen berücksichtigt werden sollten. Bei einer Absinkzeit  $t_{A(\text{nat})} = 1 \text{ Tag} = 86400 \text{ s}$  ist in diesen Fällen mit einem Absink von:

$$z_{A(\text{nat})} = v_{zA} \cdot t_A = 0,5 \text{ m} \quad (\text{Gl. 4.36})$$

zu rechnen.

Nach den Erläuterungen in Abschnitt 4.2 kann aus Absinkmaß  $z_A$  und Absinkzeit  $t_A$  der vorherrschenden Wellenbelastungen mit Hilfe des Porenwasserdruckbeiwerts  $b$  der instationäre Porenwasserüberdruck bestimmt werden. Dieser Parameter kann aus einem Bemessungsdiagramm abgelesen werden, welches für bestimmte Bodenkennwerte und für eine bestimmte mittlere Wassertiefe aufgestellt wurde. Für Binnenwasserstraßen ist das in Abb. 4.15 dargestellte Diagramm nach Köhler gebräuchlich.

Das in den Kies- und Sandlagerstätten abgebaute Material kann mit den in Tabelle 4.1 zusammengestellten Bodenkennwerten beschrieben werden. Mit Ausnahme des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts  $k_B$  decken sich diese Werte mit dem Geltungsbereich des Bemessungsdiagramms.

Tab. 4.1: *Erfahrungswerte für Bodenkennwerte von Sanden und Kiessanden im Vergleich zum Geltungsbereich des Bemessungsdiagramms für die Bemessung von Böschungen an Wasserstraßen (nach BAW, 2004)*

<b>Bodenkennwerte</b>	<b>Sande und Kiessande</b>		<b>Bemessungsdiagramm für die Bemessung von Böschungen an Wasserstraßen (Abb. 4.15)</b>
	<b>Erfahrungswerte</b>	<b>Quelle</b>	
<i>Sättigungsgrad <math>S</math> [-]</i>	$0,80 < S < 0,99$	Köhler (2001)	$0,85 < S < 0,95$
<i>Steifemodul <math>E_S</math> [MN/m<sup>2</sup>]</i>	$20 < E_S < 150$	EAU (1990)	$5.000 < E_S < 50.000$
<i>Porenvolumen <math>n</math> [-]</i>	$0,25 < n < 0,50$	Fuchs (1959)	0,45
<i>Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Bodens <math>k_B</math> [m/s]</i>	$1 \times 10^{-11} < k_B < 1 \times 10^{-2}$	EAU (2004)	$1 \times 10^{-7} < k_B < 1 \times 10^{-3}$

Das Auftreten instationärer Porenwasserüberdrücke als Folge eines schnellen Wasserspiegelabsinks ist nach Gleichung 4.36 insbesondere von der Größe des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts  $k_B$  abhängig. Für den Fall der Abbauböschungen in Sand und Kies muss zunächst untersucht werden, welche Bandbreite der  $k_B$ -Werte für Sande und Kiessande angenommen werden kann.

Beispiele für typische Körnungslinien des abgebauten Materials sind in der Literatur kaum zu finden. Nur Böttger et al. (1978) geben die Korngrößenverteilung einiger im Regierungsbezirk Karlsruhe abgebauter Sande und Kiese an (Abb. 4.19 und 4.20).

Aus den Körnungslinien lässt sich z.B. mit der empirischen Formel nach Hazen (1893) der  $k_B$ -Wert abschätzen:

$$k_B = 0,0116 \cdot d_{10}^2 \quad \text{in [m/s]} \quad (\text{Gl. 4.37})$$

Die Größe  $d_{10}$  [mm] ist der Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang. Die Hazen-Formel gilt allerdings höchstens für Schluffe und Sande und nur für Ungleichförmigkeitsgrade  $U$  ( $= d_{60}/d_{10}$ )  $\leq 5$ .

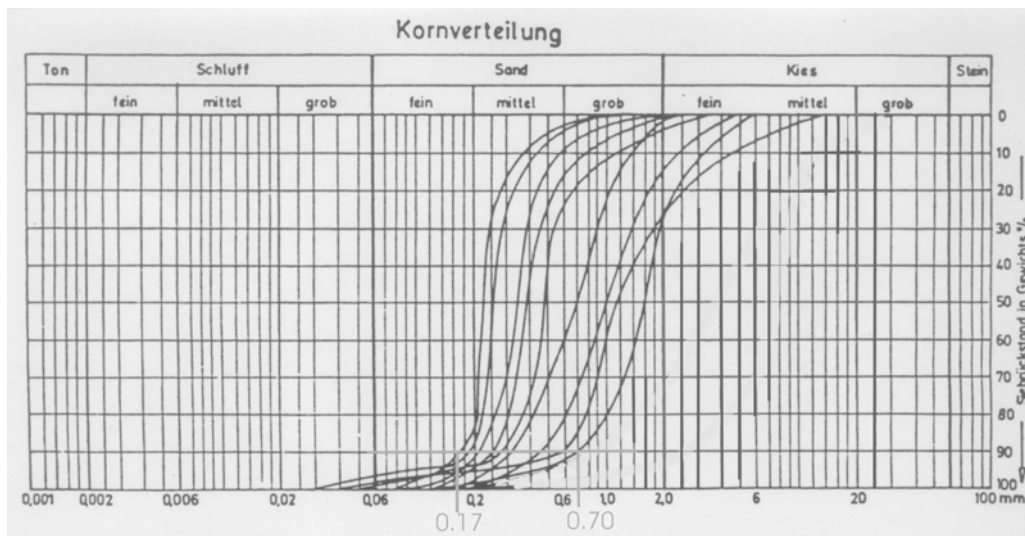


Abb. 4.19: Beispiele für die Korngrößenverteilung im Sandbereich aus Lagerstätten im Regierungsbezirk Karlsruhe (nach: Böttger et al., 1978)

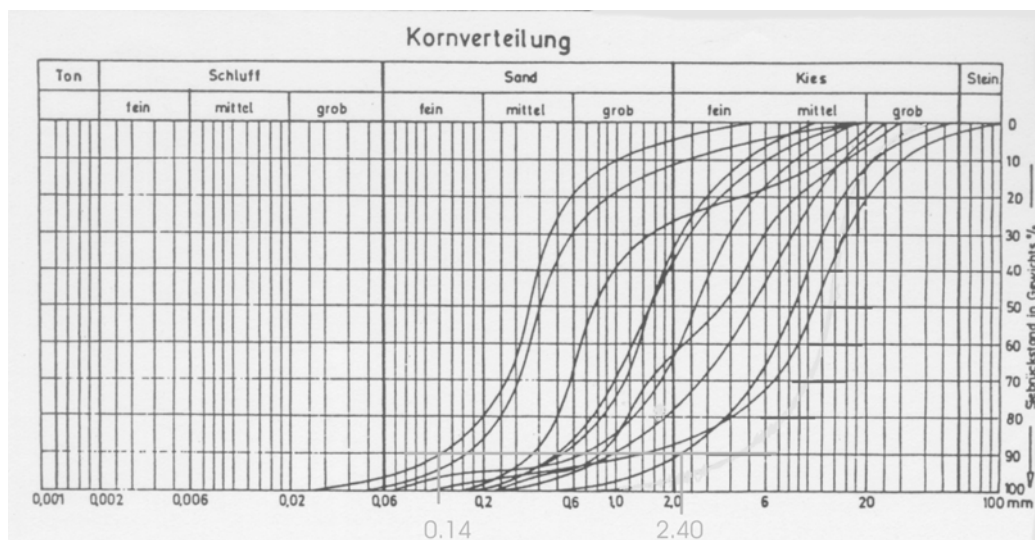


Abb. 4.20: Beispiele für die Korngrößenverteilung im Kiesbereich aus Lagerstätten im Regierungsbezirk Karlsruhe (nach: Böttger et al., 1978)

Bei Auswertung der Körnungslinien für den Sandbereich (Abb. 4.19) ergeben sich Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte zwischen  $3,4 \cdot 10^{-4}$  m/s und  $5,7 \cdot 10^{-3}$  m/s, für den Kiesbereich sind die Durchlässigkeiten teilweise größer und liegen zwischen  $2,3 \cdot 10^{-4}$  m/s und  $6,7 \cdot 10^{-2}$  m/s. Diese relativ großen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte sind darauf zurückzuführen, dass der Schluff sowohl bei der Korngrößenverteilung im Kiesbereich als auch im Sandbereich nur eine untergeordnete Rolle spielt bzw. praktisch nicht vorhanden ist. In typischen Kornverteilungskurven feinkörniger Lockergesteine, wie z.B. Kies-Sand-Feinkornmische oder schluffige Sande, kann der Schluffanteil aber durchaus auch 15% übersteigen. Gemäß EAU (2004) liegt der Durchlässigkeitsbeiwert für stark schluffige Sande oder Kiese zwischen  $2 \cdot 10^{-6}$  m/s und  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s und für stark tonige Sande oder Kiese sogar zwischen  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s und  $1 \cdot 10^{-11}$  m/s.

In Abb. 4.21 sind typische Körnungsbänder und die Größenordnung der zugehörigen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für Lockergesteine aufgezeigt. Für die folgenden Betrachtungen soll zur Abschätzung der geringsten Wasserdurchlässigkeit ein Wert von  $d_{10} = 0,002$  mm (Körnungsband 9) angenommen werden. Zwar ist die Hazen-Formel für das betrachtete Körnungsband nur bedingt anwendbar, trotzdem soll der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert vereinfachend nach Gleichung 4.37 abgeschätzt werden. Der kleinste Wasserdurchlässigkeitsbeiwert ergibt sich damit zu  $k_B \approx 5 \cdot 10^{-8}$  m/s.

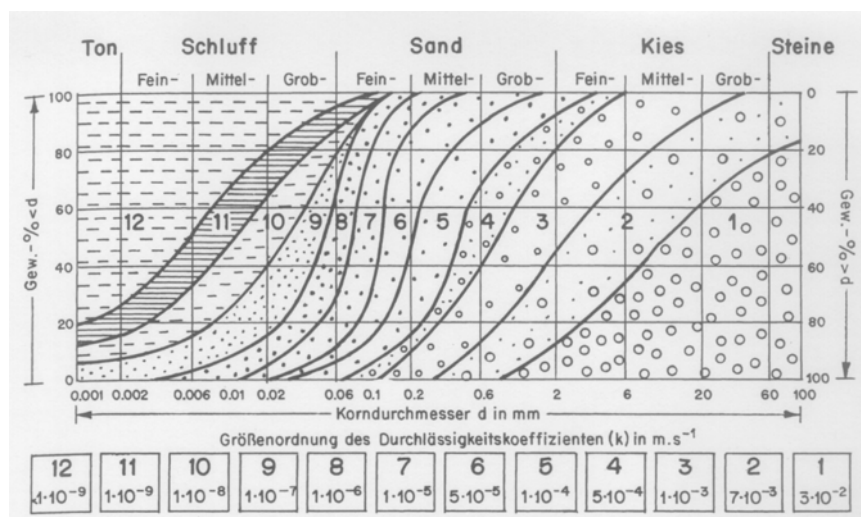


Abb. 4.21: Körnungsklassen und Durchlässigkeitsbeiwerte der Lockergesteine (nach: Balke et al., 2000)

Für Werte  $k_B > 5 \cdot 10^{-5}$  m/s kann angenommen werden, dass das Porenwasser des anstehenden Bodens den Wasserspiegeländerungen im Baggersee ohne Aufbau von Porenwasserüberdrücken folgen kann, so dass der Einfluss instationärer Porenwasserüberdrücke in diesen Fällen nicht weiter berücksichtigt wird. Damit werden die  $k_B$ -Werte für Sande und Kies-

sande in den Beispielrechnungen in einer Bandbreite von  $5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s} < k_B < 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$  angesetzt. Das Bemessungsdiagramm nach Abb. 4.15 wird für Abbauböschungen aus Sand und Kies auf Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte zwischen  $1 \times 10^{-9} \text{ m/s} < k_B < 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  erweitert.

Neben den Bodenkennwerten beeinflusst auch der Wasserstand über der Böschung die Größe des Porenwasserdruckparameters  $b$ . In die Bemessungsdiagramme geht dieser Wasserstand als mittlere Wassertiefe  $h_0$  ein, die gebräuchlichen Diagramme sind für eine mittlere Wassertiefe an Binnenwasserstraßen von  $h_0 = 2 \text{ m}$  aufgestellt worden. Mächtigkeit und Abbautiefe von Sand- und Kiesvorkommen sind jedoch häufig sehr viel größer als die Wassertiefe von Binnenwassertrassen. Je nach Abbaugbiet können sie zwischen rd. 10 m und rd. 80 m oder größer liegen. Geht man vereinfachend davon aus, dass die mittlere Wassertiefe  $h_0$  eines Gewinnungssees etwa der halben Böschungshöhe entspricht, so ist  $h_0$  mit rd. 5 m bis rd. 40 m deutlich größer als die typischen mittleren Wassertiefen an Binnenwasserstraßen. Somit ist auch im Hinblick auf die mittlere Wassertiefe eine Modifizierung des Bemessungsdiagramms nach Abb. 4.15 erforderlich.

#### 4.3.3 Anwendung des Rechenansatzes nach Köhler auf Abbauböschungen in Sand und Kies unter Wasser

Der Einfluss der mittleren Wassertiefe  $h_0$  wird über die Berechnung des  $b$ -Werts nach Gleichung 4.26 berücksichtigt. In diese Gleichung geht die Kompressibilität des Wasser-Luft-Gemisches  $\beta_F$  nach Gleichung 4.16 ein.  $\beta_F$  wiederum ist abhängig von der Volumenkompessibilität des reinen Wassers ( $\beta_W = 4,2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{kN}$ ), dem Sättigungsgrad  $S$  und dem absoluten statischen Porenwasserdruck  $p_a$ , der sich aus der Summe des mittleren atmosphärischen Drucks ( $p_{\text{atm}} = 101,3 \text{ kN/m}^2$ ) und dem mittleren Porenwasserdruck nach Wassertiefe ( $p_h = \gamma_w \cdot (h_0 + z)$ ) ergibt:

$$p_a = p_{\text{atm}} + p_h = 101,3 + \gamma_w \cdot (h_0 + z) \quad (\text{Gl. 4.38})$$

Erste Betrachtungen ergaben, dass die Tiefe  $z$  im Boden senkrecht zur Böschung einen relativ geringen Einfluss auf die Größe von  $b$  hat, so dass in den weiteren Berechnungen  $z = 0$  gesetzt wurde.

Als mittlere Wassertiefe  $h_0$  wird für Abbauböschungen der Mittelwert der Wasserüberdeckung nach Abb. 4.22 angesetzt.

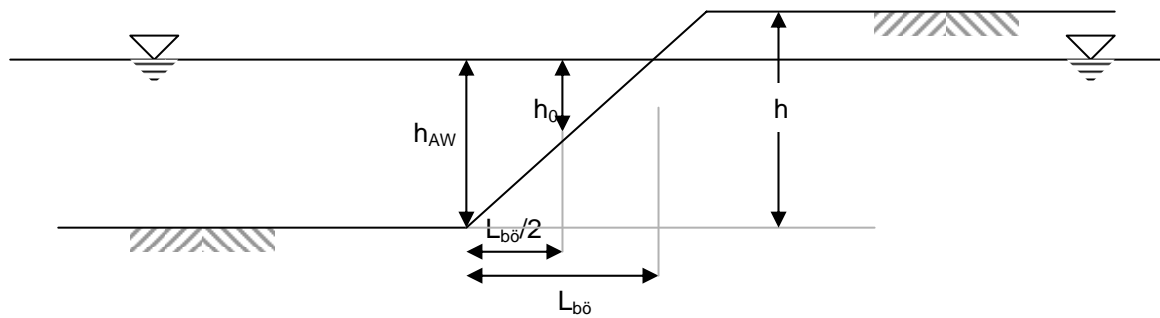


Abb. 4.22: Definition der mittleren Wassertiefe  $h_0$  für Gewinnungsseen

Vereinfachend wird davon ausgegangen, dass der Wasserspiegel bis an die Oberkante der Abbauböschung reicht. Im Rahmen der nachfolgenden Berechnungen ergibt sich die mittlere Wassertiefe damit zu:

$$h_0 = \frac{1}{2} \cdot h \quad (\text{Gl. 4.39})$$

wobei  $h$  die Böschungshöhe ist.

Diese vereinfachte Annahme berücksichtigt die Unterschiede in der Größe des Porenwasserüberdrucks, die von der Wassertiefe  $h_0$  abhängig sind. Aus kleineren Werten von  $h_0$  ergeben sich größere  $b$ -Werte. Im oberen Bereich der Böschung sind die Porenwasserüberdrücke daher entsprechend größer und das Maximum wird bereits in einer geringeren Tiefe  $z$  im Boden senkrecht zur Böschung erreicht. Diese Tendenz zeigt sich für alle Absinkzeiten  $t_A$ , allerdings ist bei längeren Absinkzeiten die Auswirkung des  $h_0$ -Werts auf die Größe des Porenwasserüberdrucks größer als bei kürzeren Absinkzeiten (Abb. 4.23). Sofern erforderlich, kann in den Nachweisen aber ebenso gut ein  $b$ -Wert in Abhängigkeit von der exakten Wasserüberdeckung über der Böschung angesetzt werden.



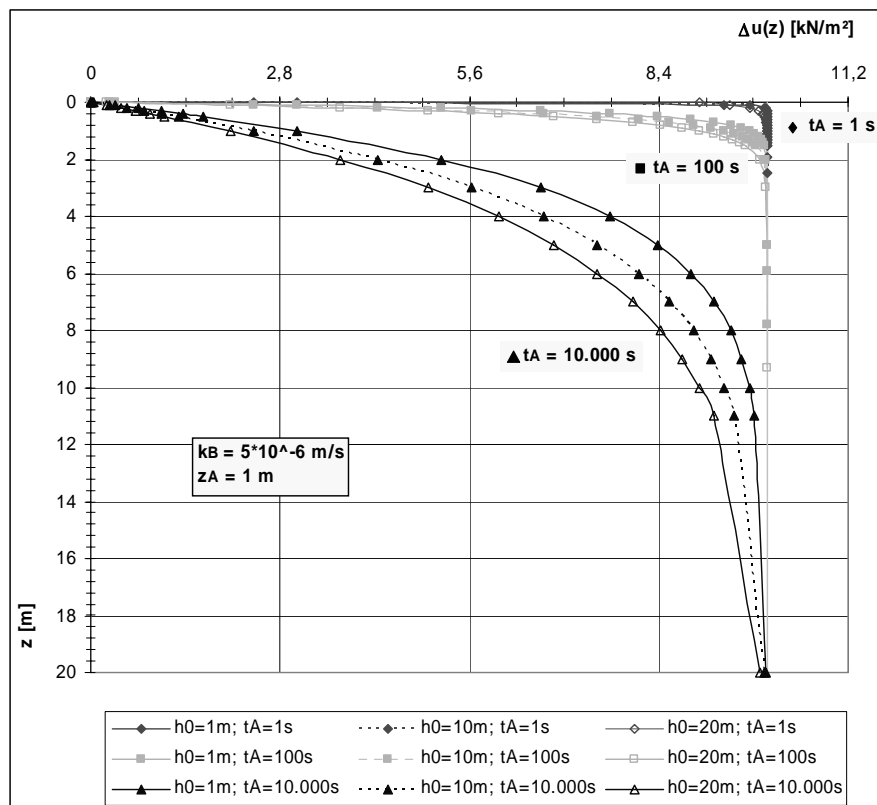


Abb. 4.23: Porenwasserüberdruckverteilung  $\Delta u(z)$  in Abhängigkeit von der mittleren Wassertiefe  $h_0$  und von der Absinkzeit  $t_A$

Die Variation des E-Moduls bei einem Sättigungsgrad zwischen  $0,8 < S < 0,9$  ergab nur geringfügige Abweichungen der Porenwasserdruckparameter. Strebt der Sättigungsgrad jedoch gegen 1, so ergeben sich deutliche Abweichungen (Abb. 4.24). Weiterhin kann festgestellt werden, dass mit steigendem Sättigungsgrad auch der Einfluss des Steifemoduls auf die Größe des b-Werts zunimmt (Abb. 4.25).

Das für Abbauböschungen modifizierte Diagramm soll in einem ersten Ansatz sinnvolle mittlere b-Werte für Abbauböschungen liefern. Daher wird zunächst empfohlen, den Sättigungsgrad mit  $S = 0,9$  anzunehmen und die Berechnung für locker bis mitteldicht gelagerte Sande mit einem Steifemodul von  $E_s = 50.000 \text{ kN/m}^2$  durchzuführen.

Die Berechnungskennwerte für Abbauböschungen im Sand- und Kiesabbau werden in die Gleichungen 4.26 und 4.16 eingesetzt. Damit ergibt sich für b:

$$b = \sqrt{10 \cdot (n \cdot \beta_F + 1/E_s) \cdot \pi/2 \cdot k_B \cdot t_A} \quad (\text{Gl. 4.40})$$

mit  $n = 0,45$  und  $E_s = 50.000 \text{ kN/m}^2$ . Die Kompressibilität des Wasser-Luft-Gemisches  $\beta_F$  ergibt sich aus:

$$\beta_F = 4,2 \cdot 10^{-7} + \frac{1-S}{p_a} \quad \text{mit } 1-S \ll 1 \quad \text{und} \quad p_a = 101,3 + \gamma_W \cdot h_0 \quad (\text{Gl. 4.41})$$

wobei für den Sättigungsgrad  $S = 0,9$  gewählt wird.

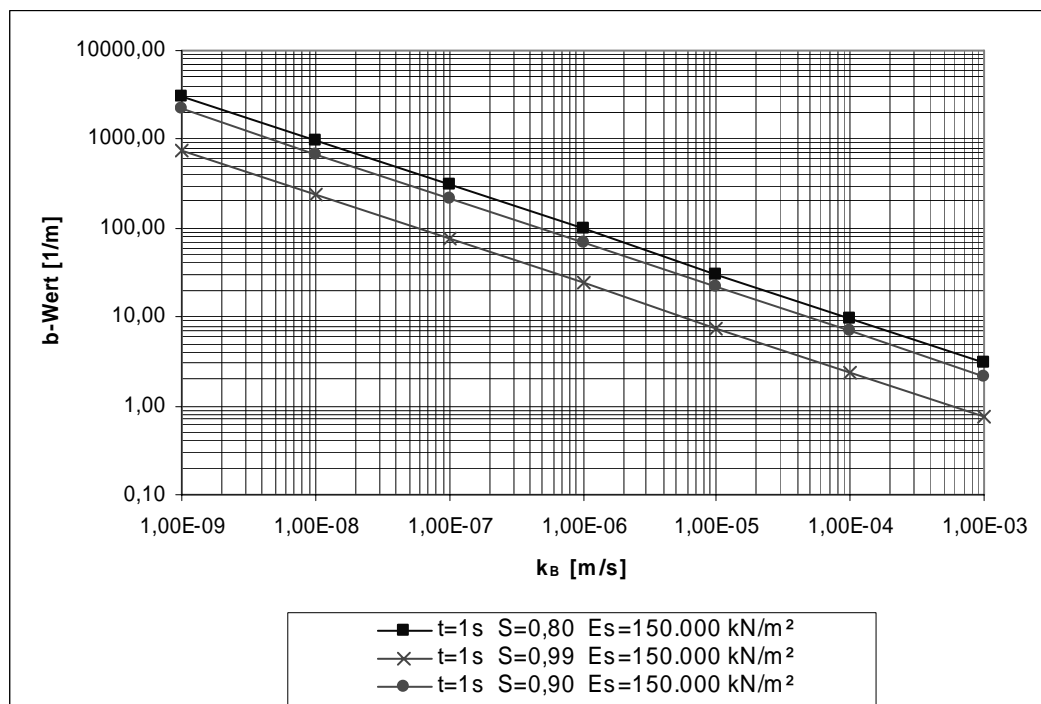
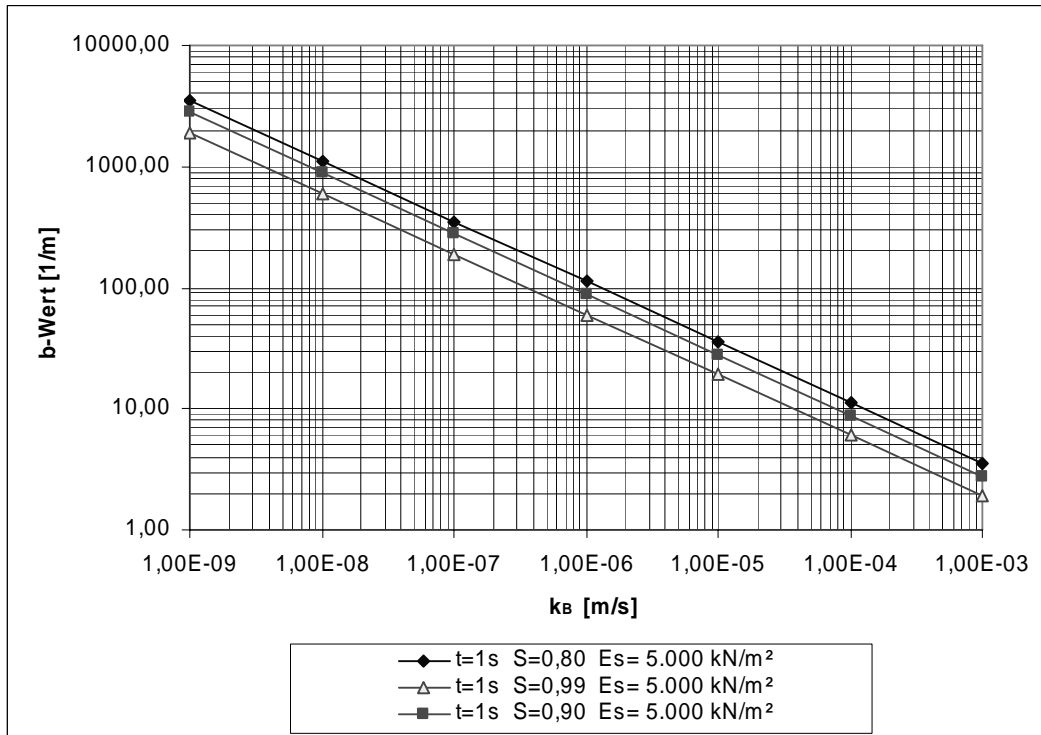


Abb. 4.24: Einfluss des Sättigungsgrads auf die Größe des  $b$ -Werts am Beispiel einer Absinkzeit von  $t_A = 1 \text{ s}$

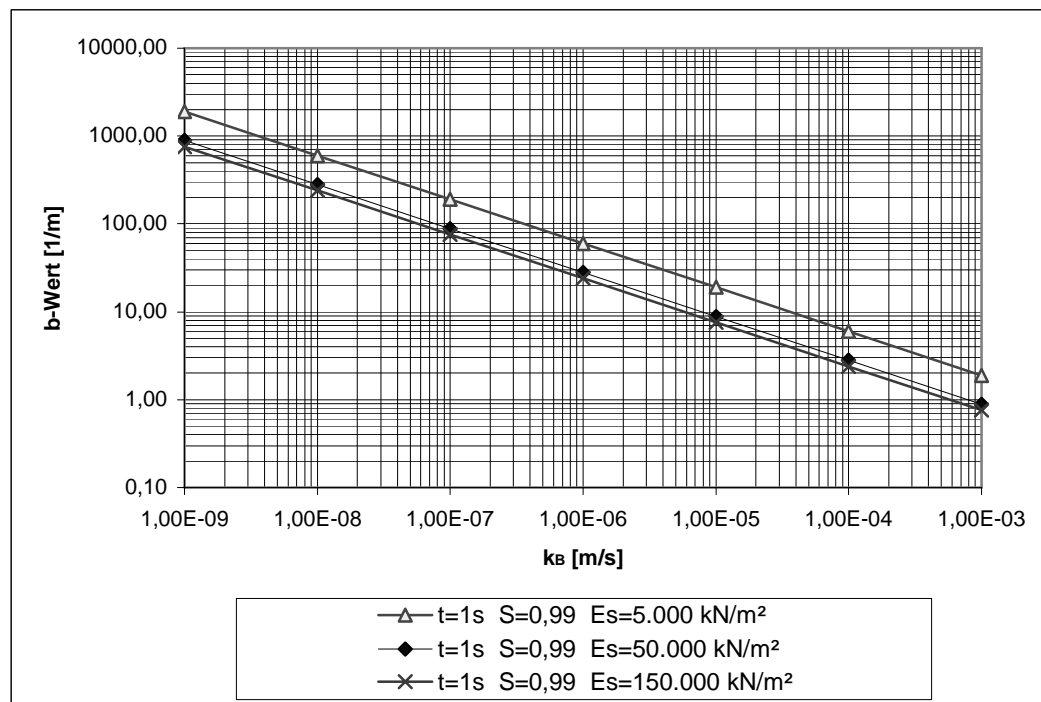
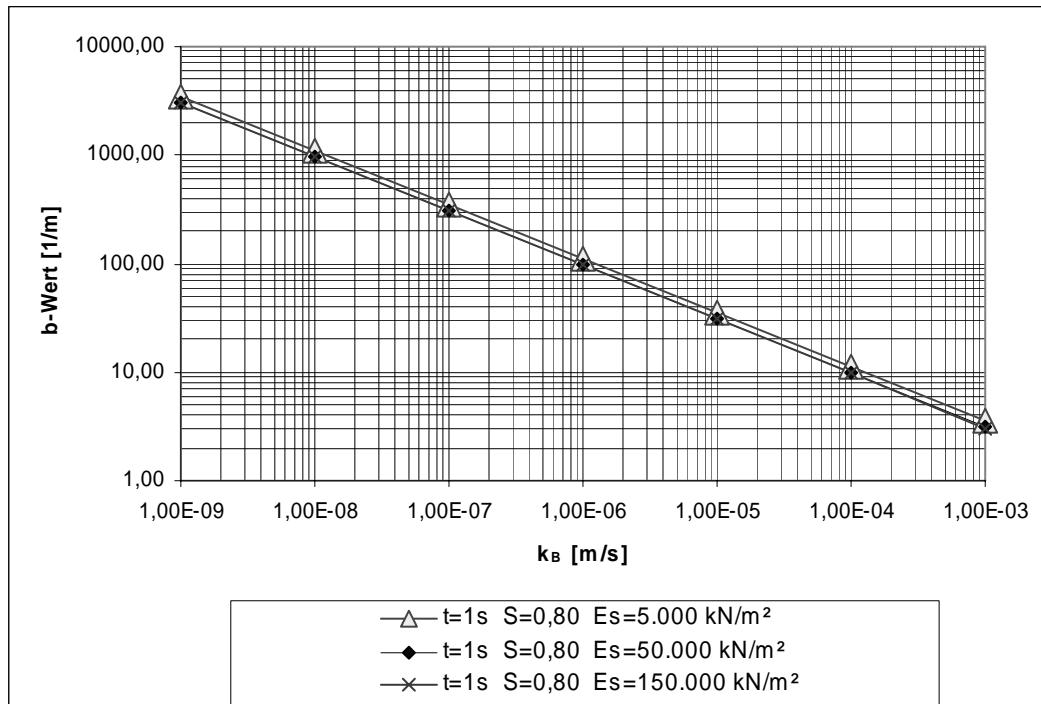


Abb. 4.25: Einfluss des Steifemoduls auf die Größe des  $b$ -Werts am Beispiel einer Absinkzeit von  $t_A = 1 \text{ s}$

Gleichung 4.41 kann für verschiedene mittlere Wassertiefen ausgewertet werden, wobei der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert in einer Bandbreite von  $1 \times 10^{-9} \text{ m/s} < k_B < 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  variiert. In Anlehnung an das Bemessungsdiagramm in Abb. 4.15 erfolgt die Auswertung für Absinkzeiten  $t_A = 1, 10, 100, 1.000, 10000, 100.000$  und  $1.000.000 \text{ s}$ .

Die modifizierten Bemessungsdiagramme sind für mittlere Wassertiefen von  $h_0 = 5, 10, 15$  und  $50 \text{ m}$  im Anhang A3 dargestellt. Der Bereich der für den vorliegenden Anwendungsbe- reich relevanten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte ist in den Diagrammen markiert.

Vergleicht man die in Anhang A3 zusammengestellten Bemessungsdiagramme miteinander, so ergeben sich für  $h_0 = 5 \text{ m}$  und  $h_0 = 10 \text{ m}$  nahezu identische Kurvenverläufe. Bei einer mittleren Wassertiefe von  $h_0 = 50 \text{ m}$  sind die  $b$ -Werte dagegen deutlich geringer. Damit ist insbesondere bei großen mittleren Wassertiefen der Porenwasserüberdruck mit  $b$ -Werten aus den modifizierten Diagrammen zu ermitteln.

Geht man davon aus, dass Wind, Abbau und natürliche Wasserspiegelschwankungen instationäre Porenwasserüberdrücke erzeugen, deren Größe mit Hilfe des  $b$ -Werts ermittelt werden soll, so ergeben sich für die gewählte Bandbreite der Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte und für die der Einwirkung entsprechende Absinkzeit  $t_A$  abhängig von der mittleren Wassertiefe  $h_0$  folgende Porenwasserdruckparameter:

Tab. 4.2: *Einwirkungen aus Wellen auf eine Abbauböschung und zugehörige  $b$ -Werte (abhängig vom Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  und von der mittleren Wassertiefe  $h_0$ )*

<b>Einwirkung</b>	<b><math>z_A</math> [m]</b>	<b><math>t_A</math> [s]</b>	<b><math>v_{zA}</math> [m/s]</b>	<b><math>k_B</math> [m/s]</b>	<b><math>b_{(5m)}</math> [1/m]</b>	<b><math>b_{(10m)}</math> [1/m]</b>	<b><math>b_{(15m)}</math> [1/m]</b>	<b><math>b_{(50m)}</math> [1/m]</b>
<b>Wind</b>	0,24	1,2	$2 \times 10^{-1}$	$> 5 \times 10^{-8} \dots 5 \times 10^{-5}$	288...9	253...8	228...7,2	158...5
<b>Abbau</b>	0,60	5	$1,2 \times 10^{-1}$	$> 5 \times 10^{-8} \dots 5 \times 10^{-5}$	141...5	124...4	112...3,5	77...2,4
<b>Nat. Wasser- spiegel- schwan- kung</b>	0,50	86400	$5,8 \times 10^{-6}$	$> 5 \times 10^{-8} \dots 6 \times 10^{-6}$	1,1...0,10	0,9...0,09	0,8...0,08	0,6...0,05
				$< 5 \times 10^{-6} \dots 5 \times 10^{-5}$	-	-	-	-

Neben der Tatsache, dass der Porenwasserdruckparameter  $b$  unabhängig von der mittleren Wassertiefe  $h_0$  grundsätzlich umso größer ist, je kleiner die Absinkzeiten  $t_A$  und je geringer die Wasserdurchlässigkeiten  $k_B$  des Bodens sind, zeigen die Werte in Tabelle 4.2, dass der Porenwasserdruckbeiwert  $b$  mit größer werdender mittlerer Wassertiefe abnimmt.

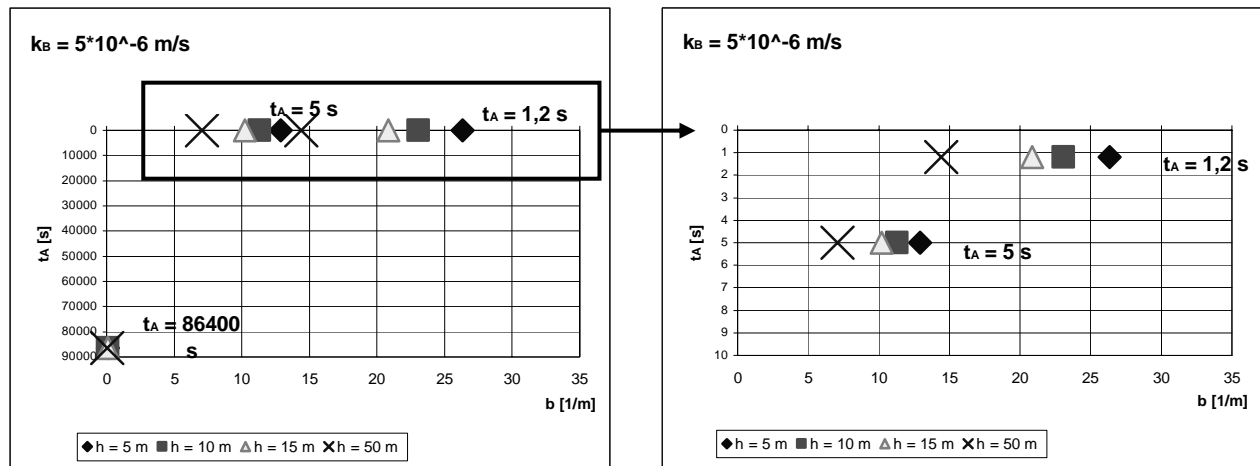


Abb. 4.26: Größe des Porenwasserdruckparameter für einen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von  $k_B = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ , abhängig von der Absinkzeit  $t_A$  und von der mittleren Wassertiefe  $h_0$

In Abb. 4.26 sind die  $b$ -Werte für einen bestimmten Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  abhängig von der Absinkzeit  $t_A$  aufgetragen. Vergleicht man die Porenwasserdruckbeiwerte für verschiedene mittlere Wassertiefen miteinander, so ergibt sich für relativ lange Absinkzeiten (z.B.  $t_A = 86400 \text{ s}$ ) eine vernachlässigbar kleine Abweichung der für verschiedene Wassertiefen abgelesenen  $b$ -Werte. Bei sehr kurzen Absinkzeiten dagegen (z.B.  $t_A = 1,2 \text{ s}$ ) weichen die  $b$ -Werte jedoch erheblich voneinander ab. Dabei ist aber festzustellen, dass die  $b$ -Werte für  $h_0 = 5 \text{ m}$ ,  $10 \text{ m}$  und  $15 \text{ m}$  vergleichsweise nahe beieinander liegen, während der Wert für  $h_0 = 50 \text{ m}$  merkbar abweicht, und zwar umso mehr, je geringer die Absinkzeit  $t_A$  ist.

Ausgehend von Gleichung 4.25 kann abgeleitet werden, dass der Porenwasserüberdruck umso größer ist, je größer der  $b$ -Wert ist. Für die instationären Porenwasserüberdrücke heißt das, dass ihre Auswirkung auf die Böschungsstandsicherheit bei geringer Wasserdurchlässigkeit, kleiner Absinkzeit und geringer mittlerer Wassertiefe am größten ist. Ist die Absinkzeit dagegen sehr groß, so wird der  $b$ -Wert sehr klein und die instationären Porenwasserdrücke können vernachlässigt werden.

## **5 Grundlagen des Bemessungskonzepts**

### **5.1 Bemessungsziel**

In den gebräuchlichen Böschungsbruchnachweisen sind für die Bemessung von Unterwaserböschungen im Sand- und Kiesabbau unter bestimmten Umständen zu große, in anderen Fällen zu kleine Sicherheiten versteckt. Sind die Sicherheiten zu groß, so kommen wichtige Aspekte der Rohstoffgewinnung wie Wirtschaftlichkeit, Rohstoffsicherung und Ressourcenschonung zu kurz.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird versucht eine optimierte Standsicherheitsberechnung zu entwickeln, die die Interessen von Sicherheit und Ressourcenschonung gleichzeitig erfüllt. Mit dem vorgestellten Bemessungskonzept sollen die Böschungen im Sand- und Kiesabbau so steil nachgewiesen werden können, wie es die verfügbare Bodenfestigkeit unter Berücksichtigung aller Einwirkungen erlaubt.

Bei der Erweiterung des Standsicherheitsnachweises für Abbauböschungen sollen die auftretenden hydrodynamischen Einwirkungen auf möglichst einfache Art und Weise berücksichtigt werden, um den Nachweis praxistauglich zu gestalten. Der vorgestellte Standsicherheitsnachweis basiert daher auf der Vorgehensweise nach E DIN 4084 (2002), erweitert um zusätzliche Einwirkungen aus instationären Strömungen infolge von Abbautätigkeit, Wellen und schnellen Wasserspiegeländerungen. Eine Nachweisführung mit Hilfe marktüblicher Rechenprogramme ist so möglich.

### **5.2 Problemdarstellung**

#### **5.2.1 Böschungstypen im Nassabbau**

In dieser Arbeit wurde bereits zwischen Abbauböschungen und Endböschungen unterschieden (s. Abschn. 2.3.1), im Zusammenhang mit der optimierten Standsicherheitsberechnung sind allerdings in erster Linie die Endböschungen von Interesse.

Als Arbeitsböschung wird eine fortschreitende Abbauböschung bezeichnet, an der die nutzbaren Rohstoffe gewonnen werden. Diese Böschung steht in der Regel nur kurzzeitig frei und verändert mit dem Abbaufortschritt ihre Lage in Richtung der Genehmigungsgrenzen. Der Nachweis erfolgt im Rahmen des Abbauplans und im Hinblick auf den reibungslosen Ablauf der Gewinnungstätigkeit. Die Böschungsneigung ist hauptsächlich an die Gerätetechnik gebunden, zusätzlich ist auf die Einhaltung der gültigen Unfallverhütungsvorschriften zu achten. Der Standsicherheitsnachweis für eine Arbeitsböschung spielt innerhalb der Genehmigungsplanung nur eine untergeordnete Rolle, da keine Gefährdung der Genehmigungsgrenzen des Baggersees besteht. Die in der Lagerstätte verbleibende Kiesmenge richtet sich

in diesem Fall nach der Abbausorgfalt und nach den gerätespezifischen Abbauverlusten, die sich aus dem Ausbeutegrad des jeweils eingesetzten Abbaugeräts ergeben, der Aspekt der Ressourcenschonung ist für diesen Böschungstyp bedeutungslos.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die Abbauböschungen an den Rändern des Gewinnungssees als Endböschungen bezeichnet. Diese Böschungen verbleiben normalerweise über einen längeren Zeitraum in der Neigung, in der sie vom Gewinnungsgerät ohne weitere Nacharbeiten hergestellt wurden. Die einzuhaltende Böschungsneigung muss in einem Standsicherheitsnachweis im Rahmen des Genehmigungsverfahrens nachgewiesen werden, wobei es insbesondere um die dauerhafte Sicherheit der Genehmigungsgrenzen und den Schutz Dritter geht. Im Hinblick auf die in der Lagerstätte verbleibenden Rohstoffmengen spielt das gewählte Nachweisverfahren bei Endböschungen eine entscheidende Rolle. Die Genehmigungsbehörden können die Berücksichtigung zusätzlicher Berechnungsansätze fordern (wie z.B. den Ansatz einer böschungsp parallelen Strömung), die dem Aspekt der Ressourcenschonung unter Umständen nicht gerecht werden. Das im Folgenden vorgestellte Bemessungskonzept ist in erster Linie für den Nachweis solcher Endböschungen vorgesehen.

### 5.2.2 Koordinatensystem

Es wird ein feststehendes zweidimensionales (ebenes) Koordinatensystem gewählt, dessen Ursprung am Schnittpunkt zwischen einer Lotrechten durch die Böschungsoberkante mit der Abbausohle liegt. Die  $x_1$ -Achse des rechtwinkligen Basissystems verläuft lotrecht entgegen der Richtung der Gravitation und die  $x_2$ -Achse verläuft normal dazu in waagerechter Richtung (Abb. 5.1), positive Werte von  $x_2$  weisen von der Böschung weg.

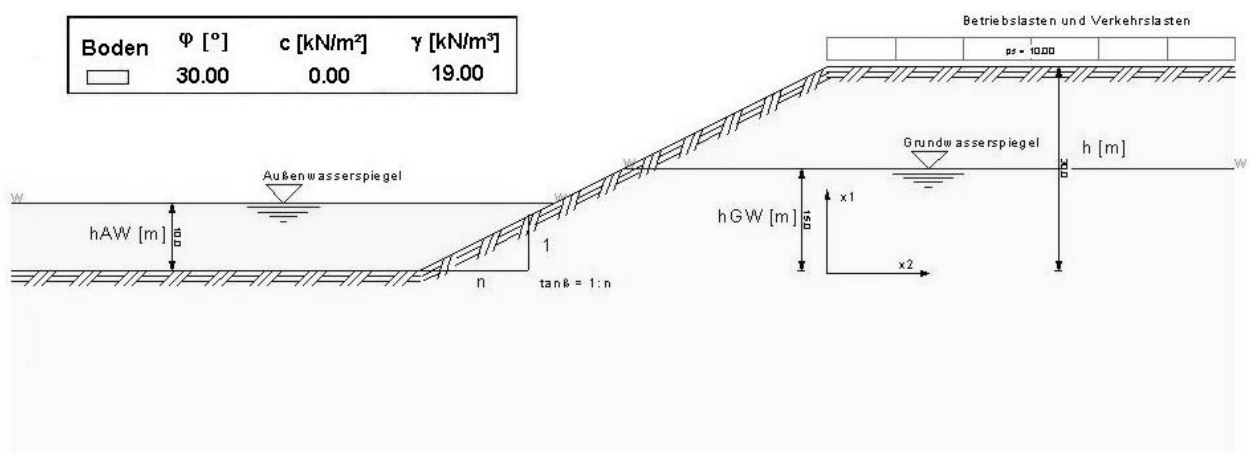


Abb. 5.1: Ausgangssystem

### 5.2.3 Geometrie

Orientiert an den Koordinatenachsen  $x_1$  und  $x_2$  werden die Lage des Außenwasserspiegels, die Lage des Grundwasserspiegels, die Böschungshöhe  $h$  und die Böschungsneigung  $\beta$  definiert. Zur Definition der Lage von Außenwasser- und Grundwasserspiegel werden die Längen  $h_{AW}$  und  $h_{GW}$  eingeführt. Diese werden wie in Abb. 5.1 dargestellt auf die Abbaushöhe bezogen.

Das bereits in Abschnitt 2.5 angesprochene Grundwassergefälle wird über die geometrische Größe  $\Delta h$  definiert, die sich aus der Differenz zwischen Außen- und Grundwasserspiegel ergibt. Im Baggersee wird das ursprüngliche Gefälle des Grundwasserspiegels aufgehoben und an den Böschungen des Sees tritt eine Konzentration des Grundwassergefälles ein. Dadurch kommt es zu unterschiedlichen Wasserständen in und vor der Böschung. Die Lage des freien Wasserspiegels  $h_{AW}$  vor der Böschung und des Grundwasserstands  $h_{GW}$  in der Böschung bestimmen jedoch die Strömungsverhältnisse in der Böschung (E DIN 4084, 2002). Nach ihrer Auswirkung auf die Böschungsstandsicherheit sind die drei Strömungsfälle nach Tabelle 5.1 zu unterscheiden.

Tab. 5.1: Strömungsfälle bezogen auf die Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  zwischen  $h_{AW}$  und  $h_{GW}$

<b>Strömungsfall</b>		<b>Wasserspiegel-differenz <math>\Delta h</math></b>	<b>Auswirkung</b>	<b>Berücksichtigung im Standsicherheitsnachweis</b>
1	$h_{AW} = h_{GW}$	$\Delta h = 0$	keine Strömung	-
2	$h_{AW} < h_{GW}$	$\Delta h < 0$	Strömung hin zur freien Wasseroberfläche	stationäre Grundwasserströmung
3	$h_{AW} > h_{GW}$	$\Delta h > 0$	Strömung in die Böschung hinein	stationäre Grundwasserströmung

Die möglichen Wasserspiegeldifferenzen zwischen freiem Wasserspiegel und Grundwasserspiegel ergeben sich aus dem Fließgefälle  $I_G$  des Grundwassers und der Ausdehnung  $L_B$  des Baggersees in Fließrichtung. Daraus wird eine Grundwasserspiegeldifferenz von  $\Delta H = I_G \cdot L_B$  errechnet und die lokale Wasserspiegeldifferenz an den Böschungen ist  $\Delta h = \Delta h_1 = \Delta h_2 = \Delta H/2$  (Abb. 5.2).

Das Grundwasserfließgefälle  $I_G$  muss im konkreten Fall aus Grundwasserkarten entnommen werden. Es hat in den Flussniederungen (wo die meisten Sand- und Kiesvorkommen unter Wasser abgebaut werden) eine Größenordnung von unter  $I_G = 1\text{‰}$ .



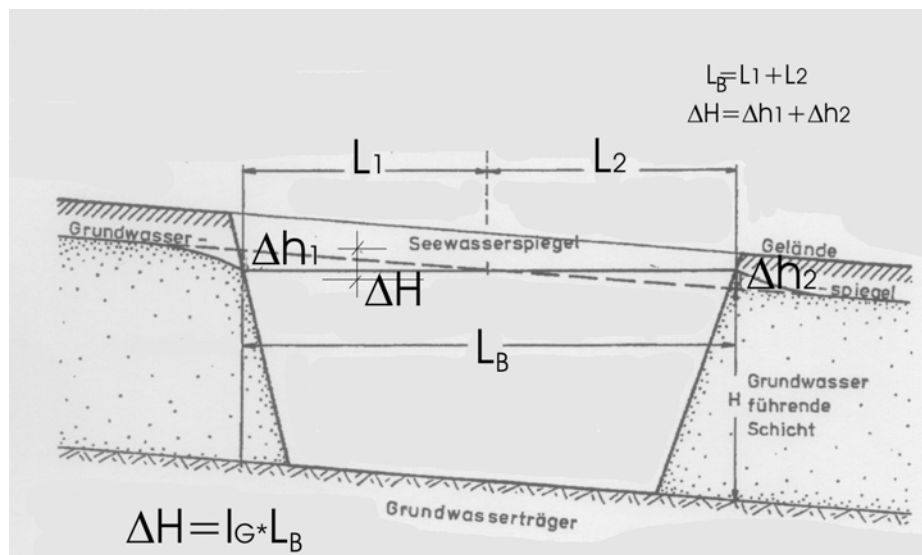


Abb. 5.2: Grundwasserstandsänderung nach Abgrabung; Berechnung der Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  zwischen Außenwasserstand und Grundwasserstand

Die Böschungsneigung  $\beta$  ist die Zielgröße der Berechnung und wird so lange verändert, bis sich unter Beachtung der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 (2005) bei der Standsicherheitsberechnung ein Ausnutzungsgrad von  $\mu = 1,0$  ergibt.

### 5.2.4 Lasteinwirkungen

Zusätzliche Belastungen oberhalb der Böschung ergeben sich bei Sand- und Kiesgrubenböschungen hauptsächlich aus Betriebslasten oder Verkehrslasten. Betriebslasten sind Einwirkungen z.B. aus Abbaueinrichtungen (Bagger, Abfüllanlage oder Betriebsgebäude), aber auch Material- und Abraumdeponien auf der Böschung. Wege oder Straßen in unmittelbarer Nähe der Böschungskante werden durch Verkehrslasten  $p$  berücksichtigt. Die Festlegung sinnvoller Lastannahmen erfolgt unter Berücksichtigung lotrechter Nutzlasten nach DIN 1055-1, EAU (2004) sowie der Nutzlasten aus Straßenverkehr, Baustellenverkehr, Baubetrieb, Baggern und Hebezeug nach EAB (1994).

Nach EAU (2004) darf leichter PKW-Verkehr mit einer unbegrenzten Flächenlast von  $p = 5 \text{ kN/m}^2$  und allgemeiner Verkehr (LKW) mit  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt werden. Auflasten aus Lagergut auf Lagerflächen außerhalb des Verkehrsverbandes ergeben sich abhängig von der Schütthöhe aus dem charakteristischen Wert der Wichte. Der Abstand zwischen Böschungsoberkante und Lagerfläche beträgt mindestens das Ein- bis Zweifache der Schütthöhe (Böttger et al., 1978). Große Einzellasten, wie sie sich z.B. aus Strommasten, die in der Nähe der Baggerseen aufgestellt sind, ergeben können, haben keinen Einfluss auf die Standsicherheit, da der vorgeschriebene Sicherheitsabstand solcher Bauwerke zur Bö-

schungskante mit  $a = 50$  m so groß ist, dass eine direkte Einwirkung der Einzellast auf die Bruchfigur ausgeschlossen werden kann.

Zusätzlich zu den statischen Lasten wirken hydrodynamische Belastungen in der Wasserwechselzone. Wellen bewirken in diesem Böschungsbereich periodische Wasserstandwechsel, die dann ihrerseits die bereits beschriebenen instationären Strömungskräfte im Boden erzeugen können. Abhängig vom Absunk  $z_A$  und von der zugehörigen Absunkzeit  $t_A$  ergeben sich Porenwasserüberdrücke  $\Delta u(z)$ , deren Größe im Fall von Abbauböschungen an Sand- und Kiesgruben insbesondere von Wellen aus dem laufenden Abbaubetrieb, winderzeugten Wellen und natürlichen oder künstlichen Wasserspiegelschwankungen beeinflusst werden.

Wellen aus Wind und Abbaubetrieb wirken sowohl an Arbeitsböschungen als auch an Endböschungen. Nach Böttger et al. (1978) entstehen Belastungen aus dem Abbaubetrieb unabhängig davon, ob vom Land oder vom Wasser aus gebaggert wird und die Wellen, die sich im Wasser nach allen Richtungen fortsetzen, wirken bis zum Ende der Materialentnahme auf den gesamten Böschungsbereich (also auch auf Endböschungen). Im Rahmen der vorliegenden Arbeit kann nicht auf Messwerte hinsichtlich der Größe der auftretenden Wellen zurückgegriffen werden. Realistische Werte für die Absunkmaße  $z_A$  und die Absunkzeiten  $t_A$  sind daher zunächst auf der Grundlage vorliegender Erfahrungswerte anzunehmen. Überlegungen zur Wahl von Absunk und Absunkzeit wurden bereits in Abschnitt 4.3.2 vorgenommen, in Tabelle 5.2 sind die Ergebnisse dieser Überlegungen zusammengestellt.

Tab. 5.2: Maßgebende Werte für Absunk  $z_A$ , Absunkzeiten  $t_A$  und Absunkgeschwindigkeiten  $v_{zA}$  an Baggerseen

<b>Einwirkung</b>	<b>Absunk <math>z_A</math> [m]</b>	<b>Absunkzeit <math>t_A</math> [s]</b>	<b>Absunk- geschwindigkeit <math>v_{zA}</math> [m/s]</b>	<b>Begründung</b>
Wind $\lambda = 14$ m/s	$z_{A(\text{Wind})} = 0,24$	$t_{A(\text{Wind})} = 1,2$	$v_{zA(\text{Wind})} = 2,0 \cdot 10^{-1}$	nach BAW (2004): $\lambda = 8 - 14$ m/s gew.: $\max F_{\text{eff}} = 2000$ m
natürliche Wasserspiegel- schwankung	$z_{A(\text{nat})} = 0,50$	$t_{A(\text{nat})} = 86400$	$v_{zA(\text{nat})} = 5,8 \cdot 10^{-6}$	im Durchschnitt nat. Wasserspiegel- schwankung von 0,5 m/Tag in einem Baggersee
Abbau	$z_{A(\text{Abbau})} = 0,60$	$t_{A(\text{Abbau})} = 5$	$v_{zA(\text{Abbau})} = 1,2 \cdot 10^{-1}$	durchschnittlicher Wert für eine Schiffs- vorbeifahrt

Porenwasserüberdrücke infolge Konsolidierung, die nach E DIN 4084 (2002) ebenfalls zu berücksichtigen sind, sind im Allgemeinen in Sanden und Kiesen bedeutungslos und werden hier vernachlässigt. Erdbebenkräfte und Erschütterungseinwirkungen sind hingegen nicht bedeutungslos und können, sofern sie physikalisch definiert sind, in den mathematischen Ansätzen ohne weiteres berücksichtigt werden, sollen hier aber nicht weiter in die Berechnungen eingehen.

### 5.2.5 Bodenkennwerte

Die Scherfestigkeit des Bodens wird im Rahmen der üblichen Stoffgesetze durch die Scherparameter  $\varphi$  und  $c$  beschrieben. Dabei wird im vorliegenden Fall immer von den wirksamen Scherparametern  $\varphi'$  und  $c'$  für den Endzustand ausgegangen. Bei Sand und Kies handelt es sich um nichtbindige Böden, die zumeist kohäsionslos ( $c' = 0$ ) sind.

Stehen oberhalb des Grundwasserspiegels ungesättigte nichtbindige Böden an, so kann das Grundwasser kapillar angehoben werden. Die Größe der kapillaren Steighöhen  $h_c$  hängt von Größe und Form der Poren, Kornverteilung und Kornform sowie natürlichem Wassergehalt und Sättigungsgrad ab. Sie beträgt für Feinkies rd. 200 mm, für Grobsand rd. 850 mm und für Feinsand rd. 1700 mm. Die infolge der Kapillarwirkung entstehende zusätzliche Reibungsfestigkeit im Boden (Kapillarkohäsion  $c_c$ ) führt teilweise zu einer erheblichen Zunahme der Bodenfestigkeit. Kapillarkohäsion fällt aber bei Änderung des Sättigungsgrads nichtbindiger Böden plötzlich weg und darf daher bei erdstatischen Berechnungen aus Sicherheitsgründen nur angesetzt werden, wenn sie über die Standzeit der Böschung gewährleistet ist. Für den Nachweis von nur kurzzeitig frei stehenden Böschungen könnte es eventuell vertretbar sein, eine Kapillarkohäsion anzusetzen. Wird die Kapillarkohäsion nicht angesetzt, ist sie eine implizite Reserve. Grundsätzlich ist der Ansatz der Kapillarkohäsion eine planerische Entscheidung und nicht Thema dieser Arbeit.

Anders ist das bei der Strukturfestigkeit, ohne die der Nachweis des Abgleitens böschungsparalleler Bodenbereiche grundsätzlich nicht gelingt (vgl. Abschn. 7.3). Eine Strukturfestigkeit kann für nicht umgelagerte Böden immer vorausgesetzt werden.

Die Feuchtwichte des Bodens wird durch den Parameter  $\gamma$  berücksichtigt. Für die Berechnung des Bodeneigengewichts unterhalb des Grundwasserspiegels wird die Wichte des wassergesättigten Bodens  $\gamma_r$  angesetzt, der vertikale Wasserdruck nach E DIN 4084 (2002) wird über den auf die Gleitfläche wirkenden Porenwasserdruck  $u$  aus dem Strömungsbild berücksichtigt.

Auftretende Porenwasserüberdrücke  $\Delta u(z)$  werden entweder durch Auswertung der Exponentialgleichung berücksichtigt oder durch Eingabe des spezifischen Speicherkoeffizienten. Neben den auslösenden Größen Absink  $z_A$  und Absinkzeit  $t_A$  werden einige Bodenkenngrößen benötigt, wie das Porenvolumen  $n$ , der Steifemodul  $E_s$  und der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  des Bodens (Gleichung 4.25 und 5.2). Die Berechnung der Kompressibilität des Wasser-Luft-Gemisches  $\beta_F$  erfolgt mit dem Sättigungsgrad  $S$  des Bodens.

Tab. 5.3: Maßgebende Bodenkennwerte im gesamten Böschungsbereich

Bodenkennwert	Symbol	Einheit	Bandbreite	Grundwert	Quelle
wirksamer Reibungswinkel	$\varphi'$	[°]	30° - 40°	30°	DIN 1055-T.2 (1976)
wirksame Kohäsion	$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0 - 2 kN/m <sup>2</sup>	0	EAU (1996)
kapillare Steighöhe	$h_c$	[m]	0,30 - 1, 0 m	-	Schultze und Muhs (1967)
Kapillarkohäsion	$c_c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2 – 8 kN/m <sup>2</sup>	-	EAU (2004)
Feuchtwichte	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	17 - 22,5 kN/m <sup>3</sup>	19 kN/m <sup>3</sup>	DIN 1055-T.2 (1976)
Wichte unter Auftrieb	$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	9,5 – 13,5 kN/m <sup>3</sup>	11 kN/m <sup>3</sup>	DIN 1055-T.2 (1976)
Steifemodul	$E_s$	[kN/m <sup>2</sup> ]	20.000 - 150.000 kN/m <sup>2</sup>	50.000 kN/m <sup>2</sup>	EAU (1990)
Durchlässigkeitsbeiwert	$k_B$	[m/s]	$5 \cdot 10^{-8}$ - $5 \cdot 10^{-5}$ m/s	$5 \cdot 10^{-6}$ m/s	EAU (1996)
Porenvolumen	$n$	[-]	0,25 - 0,50	0,45	Fuchs (1959)
Sättigungsgrad	$S$	[-]	0,80 - 0,99	0,90	Köhler (2001)
Strukturfestigkeit	$c'_s$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,5 – 5 kN/m <sup>2</sup>	-	Wagenbreth (1970)

Die vorstehend genannten Bodenkennwerte werden im Bauwesen im Rahmen von Baugrunduntersuchungen nach DIN 4020 (2003) ermittelt. Beim Erschließen von Sand- und Kieslagerstätten wird in den meisten Fällen allerdings nur eine orientierende Erkundung zur Beurteilung der Bodenart durchgeführt, auf Laborversuche im Sinne von DIN 4020 (2003) wird größtenteils ganz verzichtet. Sofern überhaupt erdstatische Nachweise durchgeführt werden, werden die Bodenkennwerte aus Tabellen (z.B. DIN 1055-T.2, 1976 und EAU, 2004) entnommen. Bei diesen handelt es sich um auf der sicheren Seite liegende mittlere Erfahrungswerte eines größeren Bodenbereichs. In solchen Fällen ist es notwendig, die maßgebenden Bodenkennwerte in einer wahrscheinlich relevanten Bandbreite in die Berechnungen einzuführen und die Böschungsneigung für die ungünstigste Kombination von Bodenkennwerten und Einwirkungen festzulegen.

Überlegungen zur Wahl repräsentativer Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte  $k_B$  für gängige Sand- und Kiesvorkommen wurden bereits in Abschnitt 4.3.2 vorgenommen. Die übrigen Bodenkennwerte für nichtbindige Bodenarten werden entsprechend den Angaben in DIN 1055-T.2 (1976) und EAU (2004) gewählt. Sie sind in Tabelle 5.3 zusammengestellt.

Ein geschichteter, nichtbindiger Bodenaufbau wird mit dem einheitlichen Parametersatz für die Bodenkennwerte im Rahmen der Bandbreite nach Tabelle 5.3 nicht erfasst. Grundsätzlich wäre aber auch die Eingabe eines geschichteten Baugrundaufbaus möglich.

### 5.3 Annahmen und Vereinfachungen zum Berechnungsbeispiel

Voraussetzung für die Lösung eines offensichtlich vielparametrischen Problems, wie es die Standsicherheitsberechnung von hydrodynamisch belasteten Böschungen ist, ist die genaue Definition der Einflussparameter und eine gewisse Eingrenzung der Problematik. Die weiteren Untersuchungen beruhen demnach auf folgenden Annahmen und Vereinfachungen:

- homogener Baugrund ohne Schichtung im Bereich der Böschung
- waagerechte Geländeoberfläche
- waagerechte Sohlfläche
- Ausschluss von Bermen bzw. Böschungsabflachungen im Bereich der Wasserwechselzone
- Großteil der Böschung steht unter Wasser

Auf die Möglichkeit einer nachträglichen Weiterentwicklung der Problemlösung in Bezug auf jede der vereinfachenden Annahmen wird aber Wert gelegt.

An die Lösung für die Standsicherheitsberechnung wasserbelasteter Böschungen sind folgende Anforderungen zu stellen:

- die „richtige“ Wiedergabe der physikalischen Gegebenheiten
- Übersichtlichkeit, d.h. leicht nachvollziehbarer Lösungsweg
- Anschaulichkeit, d.h. Einfluss der Eingangsparameter soll leicht nachvollziehbar sein
- Erweiterbarkeit auf andere Einflussparameter (z.B. geschichteter Boden im Böschungsbereich)

Tab. 5.4: Einflussgrößen des Böschungsbruchproblems

	<b>Physikalische Bedeutung</b>	<b>Bezeichnung</b>	<b>Einheit</b>
<b>Böschungs- geometrie</b>	Böschungsneigung	$\beta$	[°]
	Böschungshöhe	$h$	[m]
	Höhe Grundwasserspiegel (bezogen auf die Abbausohle)	$h_{\text{GW}}$	[m]
	Höhe Außenwasserspiegel (bezogen auf die Abbausohle)	$h_{\text{AW}}$	[m]
<b>Bodenkennwerte</b>	Wichte des feuchten Bodens	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]
	wirksamer Winkel der inneren Reibung des Bodens	$\varphi'$	[°]
	wirksame Kohäsion des Bodens	$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]
	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert	$k_B$	[m/s]
	Steifemodul	$E_s$	[kN/m <sup>2</sup> ]
	Porenvolumen	$n$	[-]
	Sättigungsgrad	$S$	[-]
	Strukturfestigkeit	$c'_s$	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Lasteinwirkung</b>	unbegrenzte Flächenlast	$q$ ( $p$ )	[kN/m <sup>2</sup> ]
	Sicherheitsstreifenbreite	$a$	[m]
	zusätzliche stationäre Strömungskraft	$S_{\text{nat}}$	[kN/m]
	instationärer Porenwasserüberdruck infolge periodischer Wasserstands- wechsel	$\Delta u(z)$	[kN/m <sup>2</sup> ]

Die Einflussgrößen des Böschungsbruchproblems lassen sich in drei Gruppen einteilen: Daten zur Böschungsgeometrie, Bodenkennwerte und Parameter zur Lasteinwirkung. In Tabelle 5.4 sind die maßgebenden in das Problem einfließenden Größen mit ihren Einheiten zusammengestellt.

Aus den vorangegangenen Überlegungen lassen sich die Eingangsparameter der Berechnung bestimmen, die in Anhang A4 noch einmal in tabellarischer Form zusammengestellt sind.

Für die Berechnungsbeispiele werden zunächst die geometrischen Eingangsparameter festgelegt. Die Böschungsneigung  $\beta$  ist die Zielgröße der Berechnung, die übrigen Größen sind variabel. Aus den Randbedingungen einer Lagerstätte und den Annahmen zur Vereinfachung der Problemstellung ergeben sich aber gewisse Einschränkungen für die Böschungshöhe und für die Lage von Außenwasserstand und Grundwasserstand zueinander. Allge-

mein wird die Lage des Grundwasserspiegels rd. 0,5 m unterhalb der Böschungsschulter angenommen. In diesem Fall kann der Nachweis für die Böschung oberhalb des Grundwasserspiegels entfallen. Bei größerem Flurabstand kann die Böschung oberhalb des Grundwasserspiegels nach E DIN 4084 (2002) gesondert nachgewiesen werden. Für jedes Beispiel werden die drei Strömungsfälle nach Tabelle 5.1 untersucht, wobei im vorliegenden Fall ein Fließgefälle von  $1\text{‰}$  angenommen wird. Bei einer Baggerseebreite von 1000 m ergibt sich eine Wasserspiegeldifferenz von  $\Delta h \leq 0,5$  m vor der Böschung. Im Rahmen der durchgeführten Beispielrechnungen wird die Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  zwischen  $\Delta h_{\min} = 0,5$  m und  $\Delta h_{\max} = 1,5$  m variiert.

Ein weiterer Einflussparameter ist die Böschungshöhe. In den Berechnungsbeispielen wird die Böschungshöhe zwischen  $h_{\min} = 3$  m und  $h_{\max} = 40$  m variiert.

Böschungen in geschichtetem Baugrund können im Rahmen des Programms berücksichtigt werden, die b-Werte sind dann in jeder Schicht für sich zu bestimmen.

Im gesamten Böschungsbereich werden die in Tabelle 5.3 zusammengestellten Bodenkennwerte in den angegebenen Bandbreiten angesetzt. Im Verlauf der Berechnungen werden die Bodenkennwerte variiert.

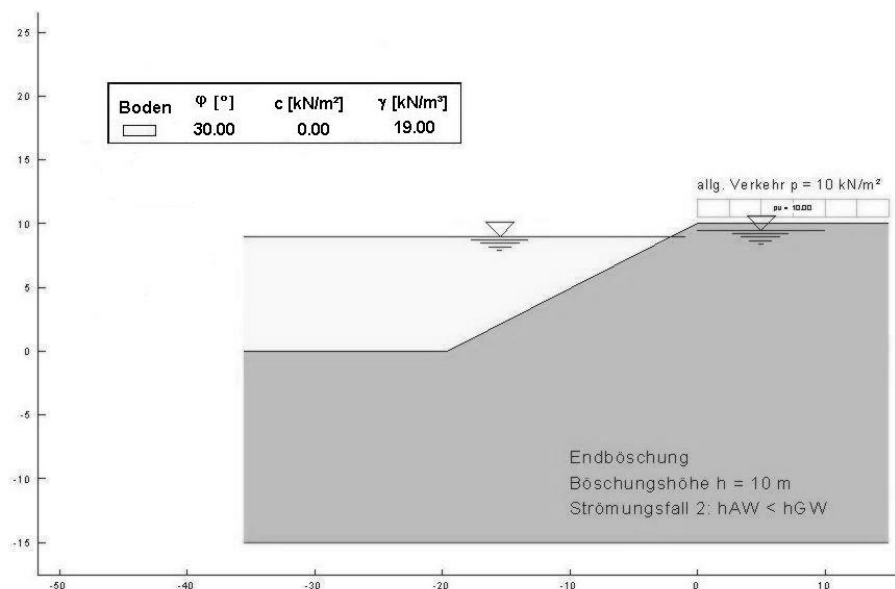


Abb. 5.3: In den Beispielrechnungen angesetzte Einwirkung auf der Böschungsschulter der Endböschung; dargestellt für eine Böschung der Höhe  $h = 10$  m und für den Strömungsfall 2:  $h_{AW} < h_{GW}$

Für die Lastannahmen gilt, dass Lasten auf der Böschung die mögliche Böschungsneigung grundsätzlich beeinflussen. Allerdings ist dieser Einfluss allgemein bekannt und nicht Ge-

genstand der vorliegenden Arbeit. Um die Übersichtlichkeit der nachfolgenden Berechnungen zu gewährleisten, wird daher aus den vielfältigen Kombinationsmöglichkeiten von Betriebs- und Verkehrslasten für alle Berechnungsbeispiele eine Belastung von  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  auf der Böschungsschulter angenommen (Abb. 5.3). Beim konkreten Nachweis von Arbeits- oder Endböschungen sind die Lastannahmen entsprechend der jeweiligen Randbedingungen zu wählen.

Dasselbe gilt für die hydrodynamischen Belastungen aus Abbauwellen, Windwellen und Wasserspiegelschwankungen. Die Belastung aus Abbau- und Windwellen wird als instationäre Strömungskraft  $\Delta u(z)$  erfasst, die mit einer größeren Wellenperiode auftretenden Wasserspiegelschwankungen können auch durch eine zusätzliche stationäre Strömungskraft  $S_{\text{nat}}$  berücksichtigt werden. Für Absenk- und Absenkzeit der auftretenden hydrodynamischen Einwirkungen werden in den Beispielrechnungen die in Tabelle 5.2 angegebenen Erfahrungswerte angesetzt. Diese Werte müssen im Fall einer konkreten Berechnung nach den vorherrschenden Gegebenheiten (Abbaugerät, Windgeschwindigkeit, effektiver Fetch) eingesetzt werden.

## 5.4 Bemessungsschritte

### 5.4.1 Allgemeines

Zur rechnerischen Umsetzung des nachfolgenden Untersuchungsprogramms wird die Böschung zunächst mit dem herkömmlichen Böschungsbruchnachweis nach E DIN 4084 (2002) berechnet. In einer zweiten Rechnung werden die Nachweise unter Berücksichtigung der hydrodynamischen Einwirkungen aus Abbau, Wind und Wasserspiegelschwankung geführt. Der Böschungswinkel  $\beta$  wird bei jeder Berechnung so lange variiert, bis der Ausnutzungsgrad  $\mu$  des Systems unter Berücksichtigung der jeweils angesetzten Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 (2005) genau 1,0 wird. Im Rahmen der hier durchgeführten Beispielrechnungen werden alle Teilsicherheitsbeiwerte zu  $\gamma_i = 1,0$  gewählt (Tabelle 5.6), so dass  $\mu = 1$  in diesem Fall Grenzgleichgewichtszustand bedeutet.



Tab. 5.6: Nachweis der Böschungsstandsicherheit nach E DIN 4084 (2002) und mit zusätzlicher Berücksichtigung der hydrodynamischen Einwirkungen, Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_i = 1,0$

Nachweis nach E DIN 4084 (2002)	Nachweis nach E DIN 4084 (2002) mit zusätzlicher Berücksichtigung der hydrodynamischen Belastung
<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Geometrie festlegen</u></li> </ul> <p>Böschungshöhe, Böschungsneigung, Höhe des Grundwasserstands, Höhe des Außenwasserstands</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Geometrie festlegen</u></li> </ul> <p>Böschungshöhe, Böschungsneigung, Höhe des Grundwasserstands</p> <p>Festlegung der Höhe des Außenwasserstands unter Berücksichtigung von Wasserspiegelschwankungen</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Bodenkennwerte festlegen</u></li> </ul> <p>Wichte <math>\gamma</math>; Scherparameter <math>\varphi'</math>, <math>c'</math>, <math>c_c</math></p> <p>Wasserdurchlässigkeitsbeiwert <math>k_B</math></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Bodenkennwerte festlegen</u></li> </ul> <p>Wichte <math>\gamma</math>; Scherparameter <math>\varphi'</math>, <math>c'</math>, <math>c_c</math> bzw. <math>c'_s</math></p> <p>Wasserdurchlässigkeitsbeiwert <math>k_B</math></p> <p>Berücksichtigung instationärer Strömungen durch spezifischen Speicherkoeffizient <math>S_s</math></p>
<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Einwirkungen zusammenstellen</u></li> </ul> <p>Flächenlast auf Böschungskrone</p> <p>Stationäre Strömungskraft in der Böschung</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Einwirkungen zusammenstellen</u></li> </ul> <p>Flächenlast auf Böschungskrone</p> <p>Stationäre Strömungskraft in der Böschung</p> <p>Zusätzliche stationäre Strömungskraft aus Wasserspiegelschwankung</p> <p>Instationärer Porenwasserüberdruck infolge periodischer Wasserstandswechsel (Abbau, Wind)</p>
<p>in den Beispielrechnungen</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><u>Teilsicherheitsbeiwerte gewählt zu</u></li> </ul> <p><math>\gamma_i = 1,0</math></p>	<p>in den Beispielrechnungen</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><u>Teilsicherheitsbeiwerte gewählt zu</u></li> </ul> <p><math>\gamma_i = 1,0</math></p>
<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Festlegung der Gleitlinie</u></li> </ul> <p>Globaler Böschungsbruch mit kreisförmiger Gleitlinie</p> <p>Lokaler Böschungsbruch auf böschungspareller Gleitlinie</p> <p>Lokaler Böschungsbruch im Wasserwechselbereich</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Festlegung der Gleitlinie</u></li> </ul> <p>Globaler Böschungsbruch mit kreisförmiger Gleitlinie</p> <p>Lokaler Böschungsbruch auf böschungspareller Gleitlinie</p> <p>Lokaler Böschungsbruch im Wasserwechselbereich</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Bemessungsgleichung</u></li> </ul> $E_M/R_M = \mu = 1,0$ $E_M = r \cdot \Sigma (G_i + P_{Vi}) \cdot \sin \vartheta_i + \Sigma M_S$ $R_M = r \cdot \Sigma \frac{(G_i + P_{Vi} - u_i \cdot b_{Li}) \cdot \tan \varphi_i}{\cos \vartheta_i + \mu \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \vartheta_i}$	<ul style="list-style-type: none"> <li><u>Bemessungsgleichung</u></li> </ul> $E_M/R_M = \mu = 1,0$ $E_M = r \cdot \Sigma (G_i + P_{Vi}) \cdot \sin \vartheta_i + (\Sigma M_S + S_{nat} \cdot a_s)$ $R_M = r \cdot \Sigma \frac{[G_i + P_{Vi} - [(u_i + \Delta u_i(z)) \cdot b_{Li}]] \cdot \tan \varphi_i}{\cos \vartheta_i + \mu \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \vartheta_i}$

### 5.4.2 Zusammenstellung der hydrodynamischen Einwirkungen

Bei zusätzlicher Berücksichtigung der hydrodynamischen Einwirkungen werden neben der Flächenlast auf der Böschungsschulter auch Abbauwellen, Windwellen und natürliche Wasserspiegelschwankungen angesetzt. Insbesondere die natürlichen Wasserspiegelschwankungen finden zumeist nicht in kurzen Zeitintervallen statt, sondern haben lange Absinkzeiten von rd. 24 h oder mehr. Für den in Tabelle 5.2 angenommenen Wert ist die Auswirkung auf die Entwicklung von Porenwasserüberdrücken aus natürlichen Wasserspiegelschwankungen nur von untergeordneter Bedeutung. Da für die Standsicherheitsnachweise aber die ungünstigste Einwirkungskombination maßgebend ist, wird die natürliche Wasserspiegelschwankung als stationäre Einwirkung über die Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h_{\text{ges}}$  berücksichtigt.  $\Delta h_{\text{ges}}$  ergibt sich aus der Erhöhung der Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  zwischen Außen- und Grundwasserspiegel um den Absink  $z_{A(\text{nat})}$ :

$$\Delta h_{\text{ges}} = l_G \cdot L_1 + z_{A(\text{nat})} \quad (\text{Gl. 5.1})$$

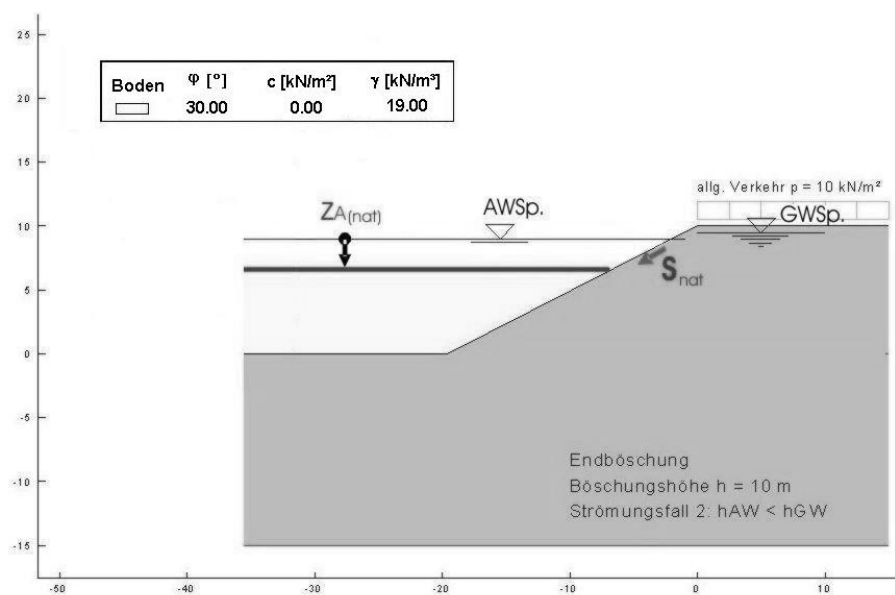


Abb. 5.4: Zusätzliche Berücksichtigung der natürlichen Wasserspiegelschwankung im erweiterten Standsicherheitsnachweis; dargestellt für eine Böschung der Höhe  $h = 10 \text{ m}$  und für den Strömungsfall 2:  $h_{\text{AW}} < h_{\text{GW}}$

Die natürliche Wasserspiegelschwankung erzeugt also eine zusätzliche stationäre Strömungskraft  $S_{\text{nat}}$ , die in der Böschung wirksam wird (Abb. 5.4). Diese Kraft wirkt zusätzlich zu den vorherrschenden Strömungsverhältnissen, die sich aus der Lage von Grundwasserstand zu Außenwasserstand ergeben. Die in der Böschung angenommenen Strömungsverhältnisse werden als stationäre Strömung mit dem Rechenprogramm GGU-SS-FLOW2D, Version

7.57 ermittelt und im Programm STABILITY berücksichtigt (s. Abschn. 3.6). Auf diese Weise können z.B. auch künstliche Wasserspiegelschwankungen (z.B. infolge oberirdischer Zu- und Abflüsse), die hier zunächst unbeachtet bleiben, berücksichtigt werden.

Die Auswirkungen von Windwellen und Abbauwellen werden in der Standsicherheitsberechnung durch instationäre Porenwasserüberdrücke  $\Delta u(z)$  erfasst, deren Größe mit dem vereinfachten Rechenansatz nach Köhler ermittelt wird. Das gewählte rechnergestützte Programmsystem erlaubt es jedoch nicht, den Porenwasserüberdruck  $\Delta u(z)$  direkt als Belastung einzugeben, so dass einige Vorarbeiten notwendig sind.

Köhler und Asami (2002) beschreiben ein einfaches Vorgehen, um den Lastfall einer ablaufenden Hochwasserwelle an einer Binnenwasserstraße im Standsicherheitsnachweis für Böschungen zu berücksichtigen. Sie konnten zeigen, dass der Ansatz eines spezifischen Speicherkoeffizienten  $S_S$  in einem kommerziellen, rechnergestützten Programmsystem zu vergleichbaren Potentialdruckverhältnissen führt, wie sie sich auch bei Anwendung der Exponentialfunktion nach Gleichung 4.22 ergeben würden. Die verwendete Speicherkoeffizientengleichung lautet:

$$S_S = \gamma_W \cdot \left( \frac{1}{E_S} + n \cdot \beta_F \right) \quad (\text{Gl. 5.2})$$

Darin beschreibt  $\beta_F$  die Kompressibilität des Luft-Wasser-Gemisches nach Gleichung 4.16,  $\gamma_W$  ist die Wichte des Wassers,  $1/E_S$  die Kompressibilität des Bodens und  $n$  das Porenvolumen.

Schreibt man die Gleichung für den Porenwasserdruckparameter  $b$  mit der Speicherkoeffizientengleichung so ergibt sich:

$$b = \sqrt{\frac{S_S \cdot \pi}{2 \cdot k_B \cdot t_A}} \quad (\text{Gl. 5.3})$$

und daraus:

$$S_S = \frac{2 \cdot k_B \cdot t_A}{\pi} \cdot b^2 \quad (\text{Gl. 5.4})$$

Im rechnergestützten Programm wird der spezifische Speicherkoeffizient  $S_S$ , der die Druckdämpfung im Böschungsuntergrund berücksichtigt, als zusätzliche Bodenkennziffer eingegeben.

Der spezifische Speicherkoeffizient  $S_S$  ist nach Gleichung 5.4 abhängig vom  $b$ -Wert, vom Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  und von der Absinkzeit  $t_A$ . Der Porenwasserdruckparameter  $b$  wird einem entsprechend der mittleren Wassertiefe  $h_0$  modifizierten Bemessungsdiagramm (Anhang A3) für einen vorgegebenen Geltungsbereich von Steifemodul  $E_s$ , Porenvolumen  $n$  und Sättigungsgrad  $S$  des Bodens entnommen. Damit ist die Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen grundsätzlich möglich. Die aus vorliegenden Messungen unter anderen Randbedingungen weiterentwickelten  $b$ -Werte müssen allerdings noch durch Messungen in Baggerseen verifiziert werden.

Mit Hilfe des nach Gleichung 5.4 ermittelten spezifischen Speicherkoeffizienten können die auf die Unterwasserböschungen wirkenden hydrodynamischen Beanspruchungen auch bei der Standsicherheitsberechnung mit kommerziellen Rechenprogrammen berücksichtigt werden. Im vorliegenden Fall wird der instationäre Porenwasserdruck  $\Delta u(z)$  im ungesättigten Boden unterhalb des Wasserspiegels mit dem Programm GGU-TRANSIENT, Version 4.02 erfasst (s. Abschn. 3.6). Abhängig von der Lage des Außenwasserspiegels (AWSp), vom Absink  $z_A$  und von der Absinkzeit  $t_A$  wird eine Welle als Polygonzug entsprechend Abb. 5.5 eingegeben und als Belastung aufgebracht.

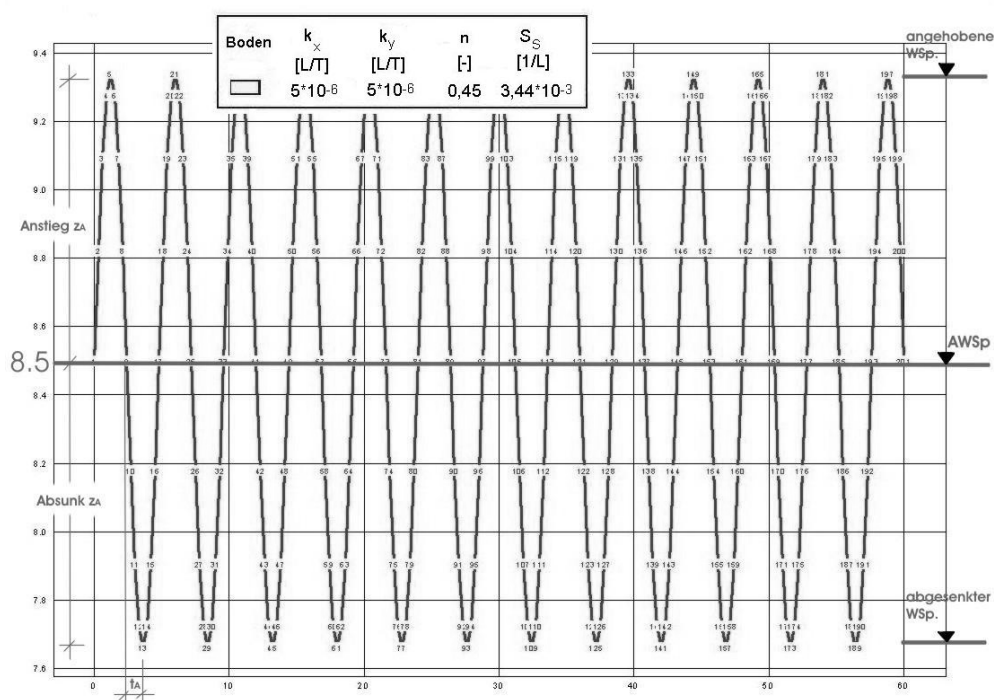


Abb. 5.5: Beispielhafte Darstellung einer Welle mit Absink  $z_A$  und Absinkzeit  $t_A$ .

Die Wind- und Abbauwellen werden für die Standsicherheitsnachweise überlagert. Damit beträgt der Absink  $z_A$  für die angenommenen Werte:

$$z_A = z_{A(\text{Abbau})} + z_{A(\text{Wind})} = 0,60 + 0,24 = 0,84 \text{ m} \quad (\text{Gl. 5.5})$$



serböschungen im Sand- und Kiesabbau übertragen werden. Im Folgenden sind die zu untersuchenden relevanten Bruchzustände definiert.

Der Bruchzustand 1 beschreibt die globale Standsicherheit der Böschung. Damit ist die Sicherheit der wasserseitigen Böschung gegen Bruchzustände im Boden gemeint, bei denen die gekrümmte Gleitfläche des Bruchkörpers verhältnismäßig tief in den Boden einschneidet. Entsprechend der Annahmen und Vereinfachungen werden kreisförmige Gleitflächen durch den Fußpunkt der Böschung gewählt.

Die lokale Standsicherheit ist die Sicherheit gegen Bruchzustände im Boden der wasserseitigen Böschung, bei denen die Gleitfläche des Bruchkörpers verhältnismäßig oberflächennah verläuft. Hierbei werden zwei Bruchmechanismen unterschieden.

Bruchzustand 2 beschreibt das Abgleiten in einer böschungsp parallelen Bruchfuge des Bodens. Als kritische Tiefe  $d_{krit}$  wird die Tiefe angenommen, in der der Scherwiderstand des anstehenden Bodens durch Porenwasserüberdrücke infolge schneller Wasserspiegeländerungen auf ein Minimum reduziert wird. Diese Tiefe ergibt sich für Böschungen, die mit einem Deckwerk gesichert sind, nach Schulz & Köhler (1989) zu:

$$d_{krit} = \frac{1}{b} \ln \frac{\tan \varphi' \cdot \gamma_w \cdot z_A \cdot b}{\cos \beta \cdot \gamma' \cdot (\tan \varphi' - \tan \beta)} \quad (\text{Gl. 5.7})$$

Darin ist  $b$  der Porenwasserdruckparameter,  $z_A$  der maximale schnelle Wasserspiegelabsenk,  $\beta$  der Böschungswinkel,  $\gamma'$  die Wichte des Bodens unter Auftrieb,  $\gamma_w$  die Wichte des Wassers und  $\varphi'$  der wirksame Winkel der inneren Reibung. Für die Wichte des Bodens unter Auftrieb werden die in Tabelle 5.3 zusammengestellten Werte angenommen.

Ist  $d_{krit} < 0$ , so ist die lokale Standsicherheit auch ohne Deckwerksgewicht bzw. Strukturfestigkeit gewährleistet. Ist  $d_{krit} > 0$ , so kann der Boden bis in diese Tiefe nur durch die Auflast eines Deckwerks oder (wo dieses nicht vorhanden ist) durch eine Strukturfestigkeit gegen Abgleiten gesichert werden. Gleichung 5.7 ist allerdings nur für  $\varphi' > \beta$  definiert, ist  $\beta \geq \varphi'$ , ist ein Nachweis mit diesem Rechenansatz nicht möglich (BAW, 2004).

Daneben kann es insbesondere an Endböschungen zu lokalen Bruchzuständen im Bereich der Wasserwechselzone kommen, die als Bruchzustand 3 bezeichnet werden. Als Gleitfläche werden kreisförmige Gleitlinien angenommen, die sich in einem definierten Bereich oberhalb bzw. unterhalb des Außenwasserspiegels einstellen.

In der Übersicht in Anhang B1 sind die wesentlichen Merkmale der drei Bruchzustände zusammengestellt.

## 6 Beispielrechnung

### 6.1 Untersuchungsprogramm

Voraussetzung für eine rechnerische Bestimmung des maximal möglichen Böschungswinkels  $\max \beta$  der Endböschungen an Materialentnahmestellen ist die Kenntnis der hydrodynamischen Belastungsgrößen. Im Rahmen der gegenwärtig üblichen Bemessungsverfahren werden diese Einwirkungen entweder nicht im Berechnungsansatz berücksichtigt oder vereinfacht durch den Ansatz einer böschungsp parallelen Strömung erfasst. In den vorangegangenen Abschnitten wurde gezeigt, dass die infolge hydrodynamischer Einwirkungen auftretenden instationären Porenwasserüberdrücke durch den vereinfachten Rechenansatz nach Köhler berechnet werden können (Gleichung 4.25). Die praktische Anwendung dieses Ansatzes im konventionellen Standsicherheitsnachweis soll anhand von Beispielrechnungen veranschaulicht werden. Dazu wird zunächst eine virtuelle Endböschung herangezogen, deren Parameter möglichst einfach variiert werden können, um so Veränderungen der Eingangsparameter schnell in ihren Auswirkungen abschätzen zu können. Eine Zusammenstellung der Eingangsparameter ist in Anhang A4 gegeben. Im Rahmen der Beispielrechnungen wird zunächst von den Grundwerten ausgegangen, die dann innerhalb der Berechnung sinnvoll in den angegebenen Bandbreiten variiert werden. Tabelle 6.1 zeigt, welche Eingangsparametervariationen grundsätzlich möglich sind. Aus den Variationsmöglichkeiten wurde ein Untersuchungsprogramm entwickelt.

Tab. 6.1: Überblick über mögliche Variationstypen der Eingangsparameter

<u><b>Einflussgrößen</b></u>			<u><b>Variation A</b></u>	<u><b>Variation B</b></u>			<u><b>Variation C</b></u>
			<b>Geometrie</b>	<b>Bodenkennwerte</b>			<b>Einwirkungen</b>
				1	2	3	
<b>Geometrie</b>	$\beta$	[°]	<b>Zielgröße</b> variiert	-			-
	h	[m]					-
	$\Delta h$	[m]	-				variiert
<b>Bodenkennwerte</b>	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	-	variiert	-	-	-
	$\varphi'$	[°]		-	variiert	-	
	$k_B$	[m/s]		-	-	variiert	
<b>Einwirkung</b>	$p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-			als Belastung vorgegeben
	$Z_A(\text{Abbau})$	[m]					
	$t_A(\text{Abbau})$	[s]					
	$Z_A(\text{Wind})$	[m]					
	$t_A(\text{Wind})$	[s]					
	$Z_A(\text{nat})$	[m]					
	$t_A(\text{nat})$	[s]					

Zielgröße der Berechnung ist die maximal mögliche Böschungsneigung  $\max \beta$ , die sich für einen Ausnutzungsgrad von  $\mu = 1$  ergibt. Der Nachweis erfolgt iterativ mit Hilfe des rechnergestützten Programmsystems STABILITY von GGU entsprechend dem in Abschnitt 5, Tabelle 5.6 genannten Rechengang. Alle Böschungen werden zunächst mit dem Standardnachweis nach E DIN 4084 (2002) berechnet. Ergebnis ist der Böschungswinkel  $\max \beta_{\text{DIN}}$ . In einem zweiten Berechnungsdurchgang wird die gleiche Böschung unter Berücksichtigung der hydrodynamischen Einwirkungen berechnet. Der so ermittelte Böschungswinkel wird als  $\max \beta_{\text{NEU}}$  bezeichnet.

In Anhang B1 ist der Querschnitt einer Beispielböschung mit der Höhe  $h = 10$  m abgebildet. Diese Darstellung steht exemplarisch für alle untersuchten Böschungen und dient der Verdeutlichung der Geometrie mit entsprechenden Wasserständen in und vor der Böschung (jeweils abhängig vom Strömungsfall nach Tabelle 5.1), der Darstellung der verschiedenen Bruchzustände sowie der Strömungsnetze bei Berücksichtigung stationärer bzw. instationärer Strömungen.

Exemplarisch wurden für einige ausgewählte Beispielböschungen ebenfalls folgenden Informationen erstellt:

- Eingabeblatt mit einem Überblick über alle Parameter die einzugeben sind und über die Dateinamen (Anhang B2). Die Zusammenstellung erfolgt für eine Beispielböschung der Höhe  $h = 10$  m und für die Bruchzustände 1, 2 und 3. Für BZ 1 sind die Eingabedaten für alle drei Strömungsfälle angegeben und es wird zwischen der Eingabe für eine Standardberechnung nach E DIN 4084 ( $\_DIN$ ) und der Eingabe bei Berücksichtigung hydrodynamischer Belastungen ( $\_NEU$ ) unterschieden. Die Eingabedaten für BZ 2 und BZ 3 beziehen sich nur auf den Strömungsfall 2.
- Ausgabeblatt mit der Angabe des maximal möglichen Böschungswinkels  $\beta$ , des Ausnutzungsgrads  $\mu$  und zusätzlicher Informationen über die jeweils untersuchte Gleitfläche (Anhang B3). Diese Zusammenstellung erfolgt gleichfalls für eine Beispielböschung der Höhe  $h = 10$  m und für die Bruchzustände 1, 2 und 3.

Im Vordergrund der Auswertung steht eine schnelle Abschätzung der Auswirkungen einzelner Eingangsparameter auf die Böschungsneigung, daher werden alle Berechnungen mit Teilsicherheitsbeiwerten von eins durchgeführt. In den durchgeführten Beispielrechnungen gilt deshalb für den Bemessungswert der Scherfestigkeit:

$$\varphi'_d = \frac{\varphi'_k}{\gamma_\varphi} = \frac{\varphi'_k}{1,0} = \varphi'_k \quad (\text{Gl. 6.1})$$



Die globale Standsicherheit (BZ 1) wird in einer Parameterstudie nach Abschnitt 6.2 ermittelt. Für die Bruchzustände 2 und 3 (BZ 2 und BZ3) wird der generelle Versagensmechanismus nach Abschnitt 6.3 beurteilt. In Abschnitt 6.4 wird auf die Berechnung der Böschungsstandsicherheit unter Ansatz einer böschungsp parallelen Strömung eingegangen. Eine Auswertung aller Berechnungsergebnisse erfolgt in Abschnitt 7.

## 6.2 Parameterstudie für Bruchzustand 1 (BZ 1)

### 6.2.1 Allgemeines

Exemplarisch sind dem Anhang B2 die Eingangsparameter der Berechnung zu entnehmen. Bei der Parameterstudie werden alle Teilsicherheitsbeiwerte zu eins gesetzt. Damit kann der Einfluss der einzelnen Parameter beurteilt werden, ohne dass diese noch mit einer Sicherheit beaufschlagt sind.

Um den Einfluss der Eingangsparameter auf die maximal mögliche Böschungsneigung beurteilen zu können, werden im Rahmen der Beispielrechnungen folgende Einflussgrößen variiert:

- Böschungshöhe  $h \rightarrow \text{Variation A}$
- die Wichte  $\gamma$  des Böschungsmaterials  $\rightarrow \text{Variation B1}$
- der Scherparameter  $\varphi' \rightarrow \text{Variation B2}$
- der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  und damit auch der spezifische Speicherkoeffizient  $S_S \rightarrow \text{Variation B3}$
- die Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  zwischen Grundwasserstand und Außenwasserstand  $\rightarrow \text{Variation C}$

### 6.2.2 Ergebniszusammenstellung für BZ 1

Mit Bruchzustand 1 wird der globale Standsicherheitsnachweis der Böschung bezeichnet. Die Gleitkreise werden mit dem Lamellenverfahren berechnet, einige Berechnungsergebnisse sind beispielhaft im Anhang B3 zusammengestellt. Jedem Ausgabeblatt kann der Strömungsfall, der Variationstyp und der Dateiname entnommen werden. Für jede untersuchte Böschungshöhe sind die maximal möglichen Böschungsneigungen  $\beta_{DIN}$  und  $\beta_{NEU}$  angegeben sowie die Mittelpunktkoordinaten  $x_1$  und  $x_2$  des jeweils zugehörigen Gleitkreises.

### 6.3 Bruchzustand 2 (BZ 2) und Bruchzustand 3 (BZ 3)

#### 6.3.1 Allgemeines

Für eine Böschungshöhe von  $h = 10 \text{ m}$  und den Grundfall nach Anhang A4 sind im Anhang B2 exemplarisch die Eingangsparameter der Berechnungen zusammengestellt. Die Berechnung von Bruchzustand 2 und Bruchzustand 3 erfolgt mit dem Lamellenverfahren, wobei alle Teilsicherheitsbeiwerte zu eins gesetzt werden. Die Beziehung  $\varphi'_d = \varphi'_k$  gilt also ebenfalls für BZ 2 und BZ 3. Eine Variation der einzelnen Eingangsparameter erfolgt für diese Bruchzustände nicht, hier geht es vielmehr darum, grundsätzliche Versagensmechanismen zu erklären und zu beurteilen.

#### 6.3.2 Ergebniszusammenstellung für BZ 2 und BZ 3

Beispielhaft sind einige Berechnungsergebnisse für BZ 2 im Anhang B3 zusammengestellt. Dem Ausgabeblatt kann die untersuchte Böschungshöhe, die gewählte Böschungsneigung  $\beta_{\text{NEU}}$  und die Tiefe  $z_{\text{Gleit}}$  der untersuchten Gleitlinie entnommen werden. Außerdem wird für jede untersuchte böschungsparelle oberflächennahe Bruchfuge der errechnete Ausnutzungsgrad angegeben. Die Berechnungen wurden nur für den Strömungsfall 2 durchgeführt.

Lokale Bruchzustände, die sich in Form von kreisförmigen Gleitflächen im Bereich der Wasserwechselzone zeigen, werden als Bruchzustand 3 bezeichnet. Einige Berechnungsergebnisse sind im Anhang B3 beispielhaft zusammengestellt. Dem Ausgabeblatt können die gewählten Böschungsneigungen  $\beta$  und die Mittelpunktkoordinaten des untersuchten Gleitkreises für eine Böschungshöhe von  $h = 10 \text{ m}$  entnommen werden. Im Ausgabeblatt enthalten sind auch Angaben zur oberen und unteren Begrenzung des Gleitkreises. Als Ergebnis wird die Größe des errechneten Ausnutzungsgrads bei Berücksichtigung der vorgegebenen geometrischen Randbedingungen angegeben. Auch im BZ 3 wurde die Berechnung nur für den Strömungsfall 2 durchgeführt.

### 6.4 Ansatz einer böschungsparellen Strömung

Nach E DIN 4084 (2002) kann der Sonderfall einer böschungsparellen Strömung angenommen werden, wenn der Winkel  $\beta_{\text{Wi}}$  zwischen der Richtung der Strömung und der Waagrechten gleich dem Neigungswinkel der Böschung  $\beta$  ist ( $\beta_{\text{Wi}} = \beta$ ). Die höchstmögliche Böschungsneigung ergibt sich in diesem Fall zu:

$$\max \beta = \arctan \left( \frac{\gamma'}{\gamma_{\text{W}} + \gamma'} \cdot \tan \varphi'_d \right) \quad (6.2)$$

wobei der Bemessungswert des Reibungswinkels  $\tan \varphi'_d$  einzusetzen ist, der sich aus dem charakteristischen Wert des Scherparameters  $\tan \varphi'_k$  dividiert durch den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_\varphi$  ergibt. Eine weitere Vereinfachung führt zu folgender Abschätzung:

$$\max \beta = \arctan \left( \frac{\gamma'}{\gamma_w + \gamma'} \cdot \frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_\varphi} \right) \approx \arctan \left( 0,5 \cdot \frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_\varphi} \right) \quad (6.3)$$

Die Gleichung 6.3 gilt für den Fall einer Böschung aus kohäsionslosem Material, ohne Verkehrslast und für den Fall, dass die Strömungskraft im unteren Drittel der Böschungshöhe, also am Böschungsfuß, austritt.

Bei böschungspareller Strömung ist die lokale Standsicherheit dann gefährdet, wenn der Boden parallel zur Böschung zu rutschen beginnt. Gleichung 6.3 zeigt, dass eine Böschung aus kohäsionslosem Material (unabhängig von der Böschungshöhe) bei Austritt von Sickerwasser aus der Böschung zur Aufrechterhaltung der Standsicherheit verflacht werden muss. In einigen Genehmigungsverfahren muss der Nachweis von Abbauböschungen unter Berücksichtigung einer solchen böschungsparellen Strömung geführt werden (s. Abschn. 2). Aus diesem Grund wird bei der Bewertung der Berechnungsergebnisse auch der vereinfachte Ansatz einer böschungsparellen Strömung berücksichtigt.

## 7 Analyse der Berechnungsergebnisse

### 7.1 Globaler Böschungsbruch (Bruchzustand 1)

#### 7.1.1 Variation der Böschungshöhe

Berechnet wurden Böschungen der Höhe  $h = 3, 5, 10, 15, 20, 30$  und  $40$  m. Für jede Böschungshöhe wurden die drei Strömungsfälle nach Tabelle 5.1 ausgewertet, wobei immer davon ausgegangen wurde, dass der Grundwasserstand rd.  $0,5$  m unterhalb der Böschungsschulter ansteht. In den Berechnungen wurden die charakteristischen Bodenkennwerte und Einwirkungen entsprechend den Angaben in Anhang A4 angenommen. Da alle Teilsicherheitsbeiwerte zu  $\gamma_i = 1,0$  gesetzt wurden (s. Abschn. 6), entspricht der charakteristische Wert in diesen Berechnungen dem Bemessungswert. Ganz allgemein gilt für die durchgeführten Beispielrechnungen und Auswertungen für den Bemessungswert der Scherfestigkeit  $\varphi'_d = \varphi'_k = \varphi'$ .

Die maximal möglichen Böschungsneigungen im Bruchzustand 1 sind exemplarisch für eine Böschungshöhe von  $h = 10$  m im Anhang B3 angegeben. Im Rahmen der Variation A wurden zusätzlich noch weitere Böschungshöhen untersucht. Erwartungsgemäß sind die Böschungen bei Berücksichtigung hydrodynamischer Belastungen flacher als bei einer Berechnung ohne Berücksichtigung der Einflüsse aus Abbau und Wind. Dies gilt unabhängig vom Strömungsfall. In Abb. 7.1 sind die maximal möglichen Böschungsneigungen  $\beta_{DIN}$  bzw.  $\beta_{NEU}$  über die Böschungshöhe  $h$  aufgetragen. Zur besseren Übersicht wird jeder Strömungsfall einzeln betrachtet.

Der Einfluss der in den Berechnungen berücksichtigten Einwirkungen auf die standsichere Böschungsneigung nimmt über Böschungshöhen von rd.  $20$  m offenbar ab. Dieses Ergebnis ergibt sich aus der Festlegung, dass die für die Analyse der globalen Standsicherheit untersuchten Gleitkreise immer durch den Böschungsfußpunkt gehen. Diese Gleitkreise haben mit zunehmender Böschungshöhe eine zunehmende Länge, und sie reichen tief in die Böschung hinein, also auch in Bodenbereiche hinter der Böschung, in denen hydrodynamische Einwirkungen aus Abbau und Wellen nicht mehr wirksam sind. Damit wird die globale Standsicherheit für diese Böschungshöhen nicht mehr durch hydrodynamische Einwirkungen beeinflusst.

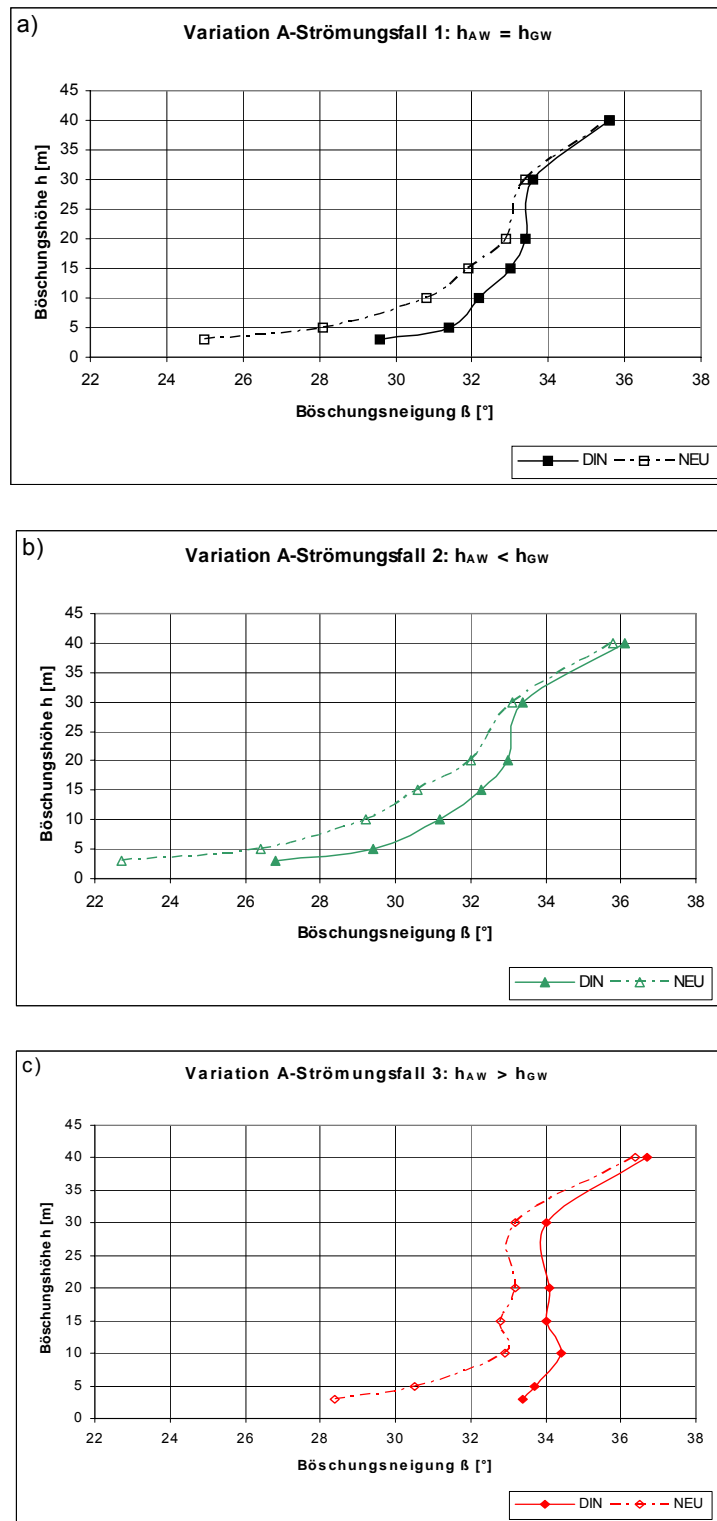


Abb. 7.1: Abflachung der Böschung bei Ansatz hydrodynamischer Lasten von  $\beta_{DIN}$  auf  $\beta_{NEU}$  für verschiedene Böschungshöhen und Strömungsfälle,  $\varphi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_i = 1,0$

a) Strömungsfall 1 ( $h_{AW} = h_{GW}$ )  
b) Strömungsfall 2 ( $h_{AW} < h_{GW}$ )  
c) Strömungsfall 3 ( $h_{AW} > h_{GW}$ )

In den Ausgabedaten ist auch die Lage des Gleitkreismittelpunktes angegeben, für den sich die geringste rechnerische Sicherheit ergibt. Trägt man die Koordinaten dieser Gleitkreismittelpunkte für verschiedene Böschungshöhen bei ansonsten gleichen Randbedingungen in einem Diagramm wie in Abb. 7.2 auf, so zeigt sich ein nahezu linearer Verlauf, aus dem sich auch die ungefähre Lage des maßgebenden Gleitkreismittelpunktes für andere Böschungshöhen ablesen lässt.

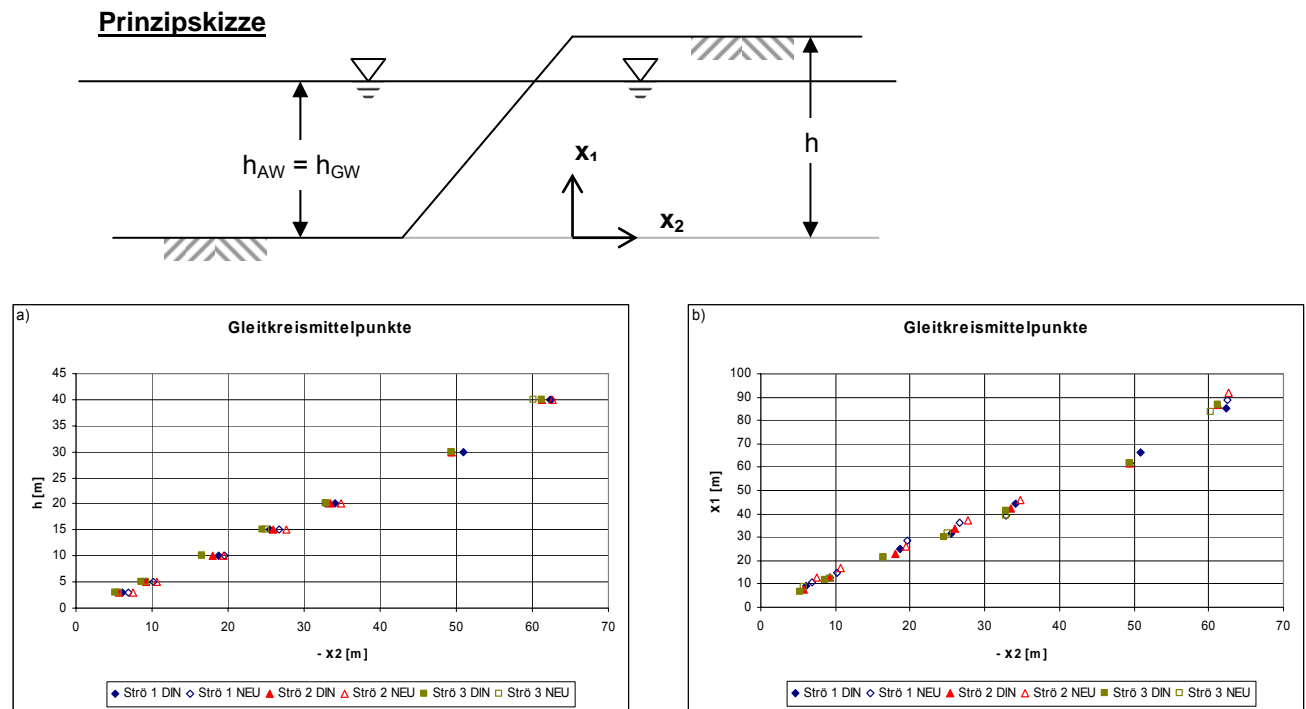


Abb. 7.2: Lage der maßgebenden Gleitkreismittelpunkte, alle Strömungsfälle,  
 $\varphi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_i = 1,0$

a)  $h - (-x_2)$  - Diagramm

b)  $x_1 - (-x_2)$  - Diagramm

In Abb. 7.3 sind die Ergebnisse aus Abb. 7.1 noch einmal zusammengefasst. In dieser Darstellung lässt sich leicht erkennen, dass sich bei einer Strömung aus der Böschung heraus (Strömungsfall 2:  $h_{AW} < h_{GW}$ ) flachere Böschungsneigungen ergeben als bei den anderen beiden Strömungsfällen. Auch dieses Ergebnis ist folgerichtig, denn auch ohne hydrodynamische Einwirkungen wird die Böschung beim Strömungsfall 2 durch eine Strömungskraft aus der Böschung heraus beansprucht. Infolge der angenommenen Strömungsverhältnisse existiert diese Strömungskraft bei den Strömungsfällen 1 und 3 nicht. Erfolgt der Nachweis der globalen Standsicherheit jedoch mit hydrodynamischen Einwirkungen, werden in allen drei Strömungsfällen zusätzliche Strömungskräfte  $S_{nat}$  infolge natürlicher Wasserspiegelschwankungen und instationärer Strömungen aus Wellenangriff berücksichtigt. Wie bereits beschrieben, folgen daraus flachere Böschungsneigungen.

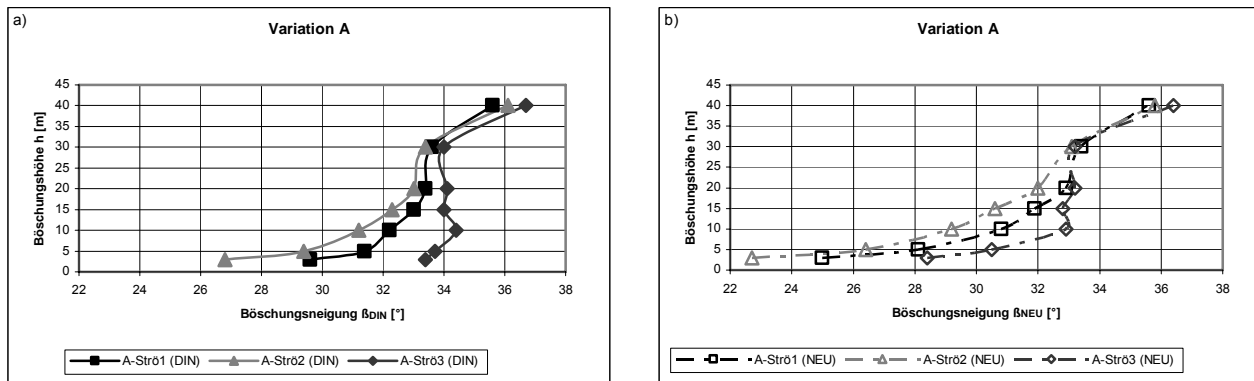


Abb. 7.3: Einfluss der Böschungshöhe  $h$  auf die maximal möglichen Böschungsneigungen  $\beta_{DIN}$  (Abb. 7.3 a)) und  $\beta_{NEU}$  (Abb. 7.3 b)) für die drei Strömungsfälle,  $\varphi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_i = 1,0$

Für alle drei Strömungsfälle ist der Einfluss der hydrodynamischen Einwirkungen auf die globale Standsicherheit umso größer, je geringer die Böschungshöhe ist und der Einfluss hydrodynamischer Einwirkungen auf die globale Standsicherheit verschwindet bei hohen Böschungen fast ganz (Abb. 7.3). In Abb. 7.4 ist die erforderliche Abflachung der Böschung bei Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen in Abhängigkeit von der Böschungshöhe für alle Strömungsfälle in ihrer möglichen Bandbreite aufgetragen.

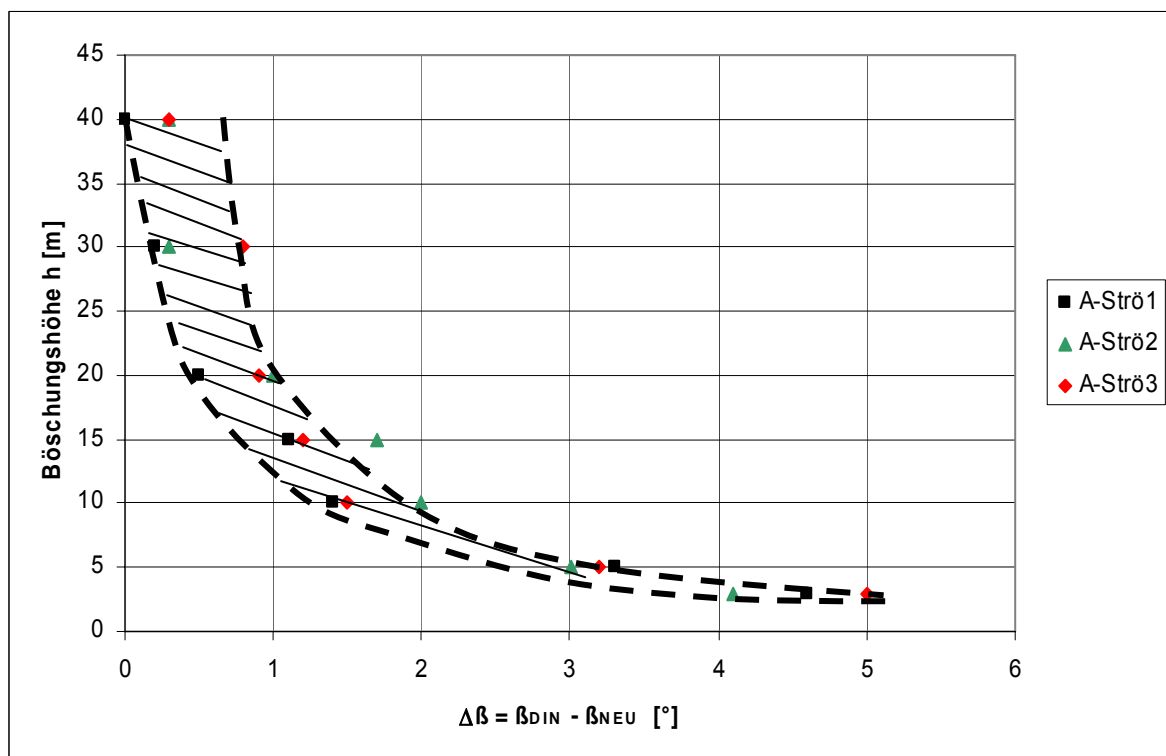


Abb. 7.4: Notwendige Abflachung der Böschung bei Ansatz hydrodynamischer Lasten für verschiedene Böschungshöhen  $h = 3 \text{ m}$  bis  $h = 40 \text{ m}$ , alle Strömungsfälle,  $\varphi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_i = 1,0$

Bei Böschungshöhen von  $h = 3$  m haben die hydrodynamischen Einwirkungen im Nachweis der globalen Standsicherheit eine Abflachung der Böschung von maximal  $5^\circ$  zur Folge. Eine unter 1: 2 geneigte Böschung würde sich entsprechend auf eine Neigung von 1: 2,5 abflachen. Bei einer Böschungshöhe oberhalb von 20 m ist die rechnerisch erforderliche Abflachung in allen Strömungsfällen kleiner als rd.  $1^\circ$  und damit nicht mehr relevant.

Auch dieses Ergebnis stimmt mit der bereits getroffenen Schlussfolgerung zur Wahl des Gleitkreises überein, denn auch hier zeigt sich, dass die hydrodynamischen Einwirkungen nur bis in eine begrenzte Tiefe in die Böschung hinein reichen und damit tief einschneidende Gleitkreise, wie sie bei großen Böschungshöhen vorkommen, nicht mehr beeinflussen.

### 7.1.2 Variation der Bodenkennwerte

Für die Böschungshöhen  $h = 3, 10, 20$  und  $40$  m wurden die Bodenkennwerte nach Tabelle 6.1 variiert. Berechnet wurde dabei nur der Strömungsfall 2, da hierbei die Belastung der Böschung am größten ist.

#### Variation B1: Variation der Wichte $\gamma$ des Böschungsmaterials

In Variation B1 wurden die in Tabelle 7.1 zusammengestellten Wichten des Böschungsmaterials untersucht.

Tab. 7.1: Variation B1: Wichte  $\gamma$  des Böschungsmaterials

Bezeichnung	Wichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Strömungsfall
A	19,0	2
B1_17	17,0	2
B1_22,5	22,5	2

In Abb. 7.5 sind die Berechnungsergebnisse für die globale Standsicherheit als Wichte über die standsichere Böschungsneigung aufgetragen. Für jede Böschungshöhe erhält man einen jeweils nahezu linearen Zusammenhang zwischen Wichte und Böschungsneigung. Sowohl für den Fall ohne wie auch mit hydrodynamischen Einwirkungen nimmt die nach dem globalen Standsicherheitsnachweis zulässige Böschungsneigung mit der Wichte zu. Allerdings nimmt der Einfluss der Wichte auf die zulässige Böschungsneigung mit der Böschungshöhe ab. Das ist nachvollziehbar, weil die Wichte einerseits zu den belastenden Massenkräften beiträgt, andererseits aber auch über die Überlagerungsspannung die Reibungskräfte in der Gleitfuge vergrößert. Dieser Einfluss ist bei tief einschneidenden Gleitfugen in den flacheren Gleitfugenbereichen tendenziell größer als der Einfluss der Massenkräfte. Generell kann



festgestellt werden, dass der Einfluss der Wichte auf die standsichere Böschungsneigung sowohl für den Fall ohne als auch mit hydrodynamischen Einwirkungen in der gleichen Größenordnung liegt.

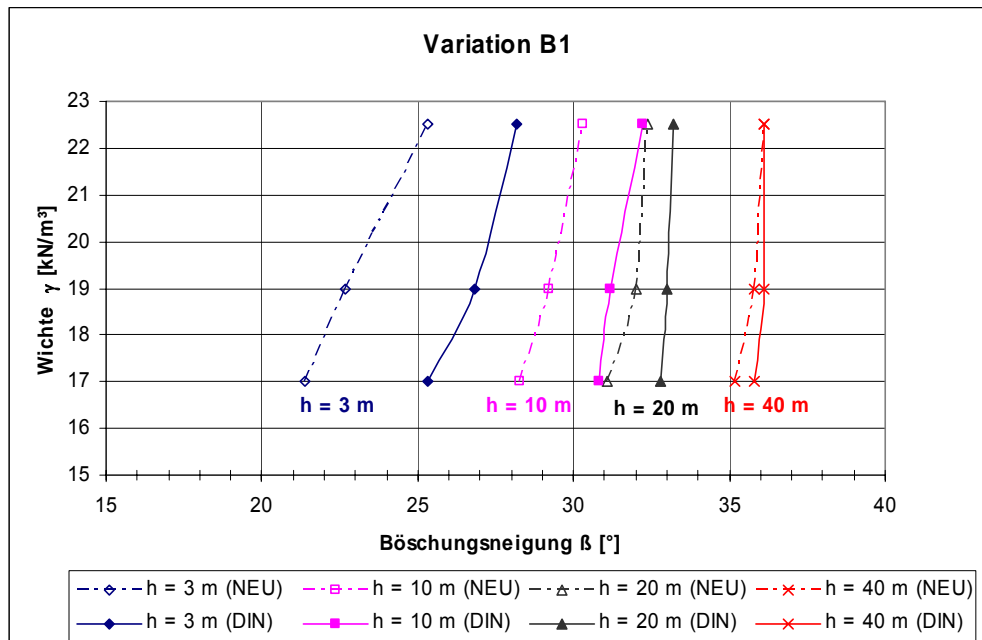


Abb. 7.5: Auftragung der standsicheren Böschungsneigung für verschiedene Wichten  $\gamma$  und Böschungshöhen  $h$ , Strömungsfall 2,  $\varphi' = 30^\circ$ ,  $\gamma_i = 1,0$

#### Variation B2: Variation des wirksamen Reibungswinkels $\varphi'$

Variation B2 untersucht den Einfluss verschiedener Reibungswinkel des Böschungsmaterials. In Tabelle 7.2 sind die untersuchten Reibungswinkel zusammengestellt. Auf den Ansatz und die Variation einer Kohäsion  $c'$  wurde im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen verzichtet, da sich bei Proberechnungen zeigte, dass schon bei einer geringen Kohäsion des Böschungsmaterials sehr schnell sehr steile Böschungen möglich sind. Für weiterführende Untersuchungen bietet sich hier sicherlich ein Ansatzpunkt.

Tab. 7.2: Variation B2: wirksamer Winkel der inneren Reibung  $\varphi'$

Bezeichnung	wirksamer Winkel der inneren Reibung $\varphi'$ [°]	Strömungsfall
A	30	2
B2_35-0	35	2
B2_40-0	40	2

Trägt man die Berechnungsergebnisse für die globale Standsicherheit als Reibungswinkel über die standsichere Böschungsneigung auf, so erhält man auch für den Einfluss des Reibungswinkels einen jeweils nahezu linearen Zusammenhang und zwar derart, dass die standsichere Böschungsneigung mit dem Reibungswinkel zunimmt. Auch der Einfluss des Reibungswinkels hat für den Fall ohne wie auch mit hydrodynamischer Belastung die gleiche Größenordnung. Dieses Ergebnis entspricht ebenfalls der Erwartung, denn mit einem größeren Reibungswinkel nehmen die Reibungskräfte in den Gleitkreisen zu, und zwar unabhängig von den Einwirkungen. Das Ergebnis der Berechnungen belegt zugleich den großen Einfluss des Reibungswinkels auf die standsichere Böschungsneigung, sie liegt in der gleichen Größenordnung wie die Bandbreite des Reibungswinkels selbst.

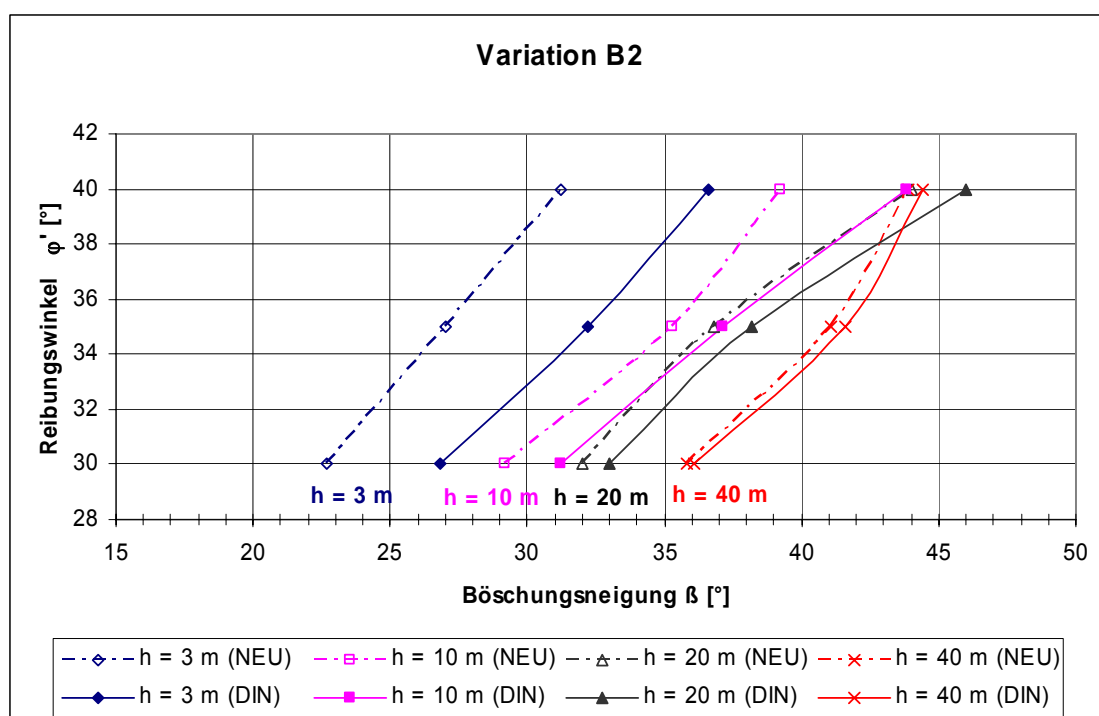


Abb. 7.6: Auftragung der standsicheren Böschungsneigung für verschiedene Werte von  $\varphi'$  und für verschiedene Böschungshöhen  $h$ , Strömungsfall 2,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_i = 1,0$

### Variation B3: Variation des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts $k_B$

Neben Wichte und Reibungswinkel wurde auch der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  des Böschungsmaterials nach den Angaben in Tabelle 7.3 (Variation B3) variiert. Ausgehend vom Grundwert  $k_B = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$  wurden die Berechnungen für einen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert oberhalb und unterhalb dieses Grundwertes durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse werden in Abb. 7.7 ausgewertet.

Tab. 7.3: Variation B3: Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  des Böschungsmaterials

Bezeichnung	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert $k_B$ [m/s]	Strömungsfall
A	$5 \times 10^{-6}$	2
B3_10-7	$5 \times 10^{-7}$	2
B3_10-5	$5 \times 10^{-5}$	2

Die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte wurden im Rahmen der angegebenen Bandbreite für die Böschungshöhen  $h = 3, 10, 20$  und  $40$  m variiert. Auch in diesem Fall ergeben sich bei Berücksichtigung hydrodynamischer Einflüsse flachere Böschungen, allerdings ist die zulässige Böschungsneigung beim globalen Standsicherheitsnachweis unabhängig von der gewählten Wasserdurchlässigkeit des Böschungsmaterials.

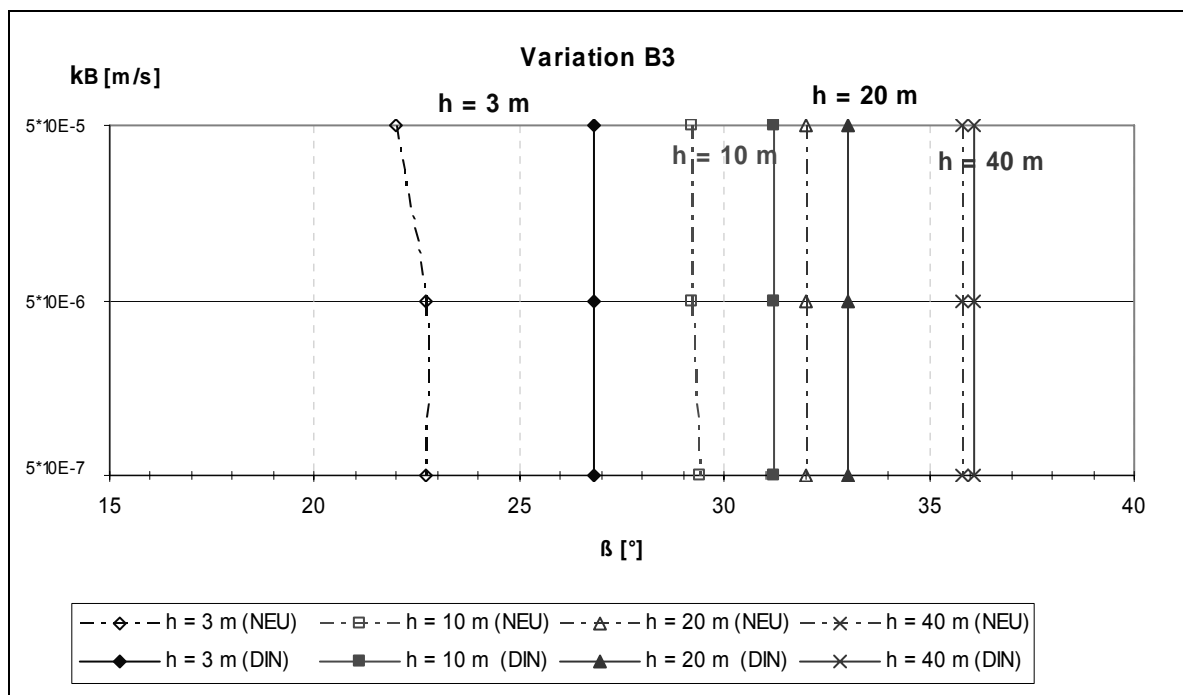


Abb. 7.7: Auftragung der standsicheren Böschungsneigung für verschiedene Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte  $k_B$  und für verschiedene Böschungshöhen  $h$ , Strömungsfall 2,  $\varphi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_i = 1,0$

Für stationäre Strömungen ohne Berücksichtigung hydrodynamischer Belastungen ergibt sich unabhängig vom Wasserdurchlässigkeitsbeiwert immer die gleiche Böschungsneigung, denn bei homogenen Böden geht der  $k_B$ -Wert nicht in die Berechnung der Strömungskraft ein. Hier ist nicht die Menge des strömenden Wassers maßgebend, sondern nur die potentielle Energie infolge des vorhandenen Wasserspiegelunterschieds.

In den Beispielrechnungen wird der Einfluss instationärer Strömungen durch Eingabe des spezifischen Speicherkoeffizienten  $S_S$  nach Gleichung 7.1 (vgl. auch Gl. 5.4) berücksichtigt.

$$S_S = \frac{2 \cdot k_B \cdot t_A}{\pi} \cdot b^2 \quad (\text{Gl. 7.1})$$

Der Porenwasserdruckparameter  $b$  wird den modifizierten Bemessungsdiagrammen nach Anhang A3 entnommen, wobei die Größe des  $b$ -Werts vom Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  und von der Absinkzeit  $t_A$  abhängig ist.

Stellt man die  $b$ -Werte und die zugehörigen  $S_S$ -Werte für verschiedene Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte und Böschungshöhen zusammen (Tabelle 7.4), so ergeben sich unter Berücksichtigung der Ablesegenauigkeiten für eine Böschungshöhe fast identische spezifische Speicherkoeffizienten.

*Tab. 7.4: Porenwasserdruckbeiwert  $b$  und spezifischer Speicherkoeffizient  $S_S$  für verschiedene Böschungshöhen  $h$  und Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte  $k_B$  bei einer Absinkzeit von  $t_A = 1,2$  s.*

	$k_B$ [m/s]	$b$ [1/m]	$S_S$ [1/m]
$h = 3$ m	5,00E-05	10	3,82E-03
	5,00E-06	33	4,16E-03
	5,00E-07	100	3,82E-03
	5,00E-08	320	3,91E-03
$h = 10$ m	5,00E-05	9	3,09E-03
	5,00E-06	30	3,44E-03
	5,00E-07	90	3,09E-03
	5,00E-08	290	3,21E-03
$h = 20$ m	5,00E-05	8	2,44E-03
	5,00E-06	27	2,78E-03
	5,00E-07	80	2,44E-03
	5,00E-08	260	2,58E-03
$h = 40$ m	5,00E-05	6	1,38E-03
	5,00E-06	21	1,68E-03
	5,00E-07	60	1,38E-03
	5,00E-08	200	1,53E-03

Die graphische Auswertung der Werte aus Tabelle 7.4 in Abb. 7.8 (bei Auftragung des Porenwasserdruckbeiwerts  $b$  bzw. des spezifischen Speicherkoeffizienten  $S_S$  für verschiedene Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte) zeigt für beide Fälle einen identischen Verlauf für alle untersuchten Böschungshöhen. Es zeigt sich, dass der Einfluss der Druckdämpfung umso geringer wird, je durchlässiger der Boden ist. Es gilt: Je höher die Böschung und je größer die Wasserdurchlässigkeit des Bodens, desto kleiner ist der abgelesene  $b$ -Wert. Je kleiner der

b-Wert, desto geringer ist aber auch der Porenwasserüberdruck. In den Berechnungen wird dies durch den spezifischen Speicherkoeffizienten berücksichtigt, der bei durchlässigen Böden kleiner ist, als bei undurchlässigeren Böden. Der Einfluss des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts auf die Größe von  $S_S$  macht sich aber nur in einer sehr kleinen Bandbreite bemerkbar, da in Gleichung 7.1 sowohl der  $k_B$ -Wert als auch der zugehörige b-Wert eingehen. Weil der Einfluss hydrodynamischer Einwirkungen über die Eingabe des spezifischen Speicherkoeffizienten berücksichtigt wird, hat die Variation des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts in der für die Druckdämpfung erforderlichen Größenordnung für ansonsten gleiche Randbedingungen und Böschungshöhen keine relevante Auswirkung auf die Böschungsneigung.

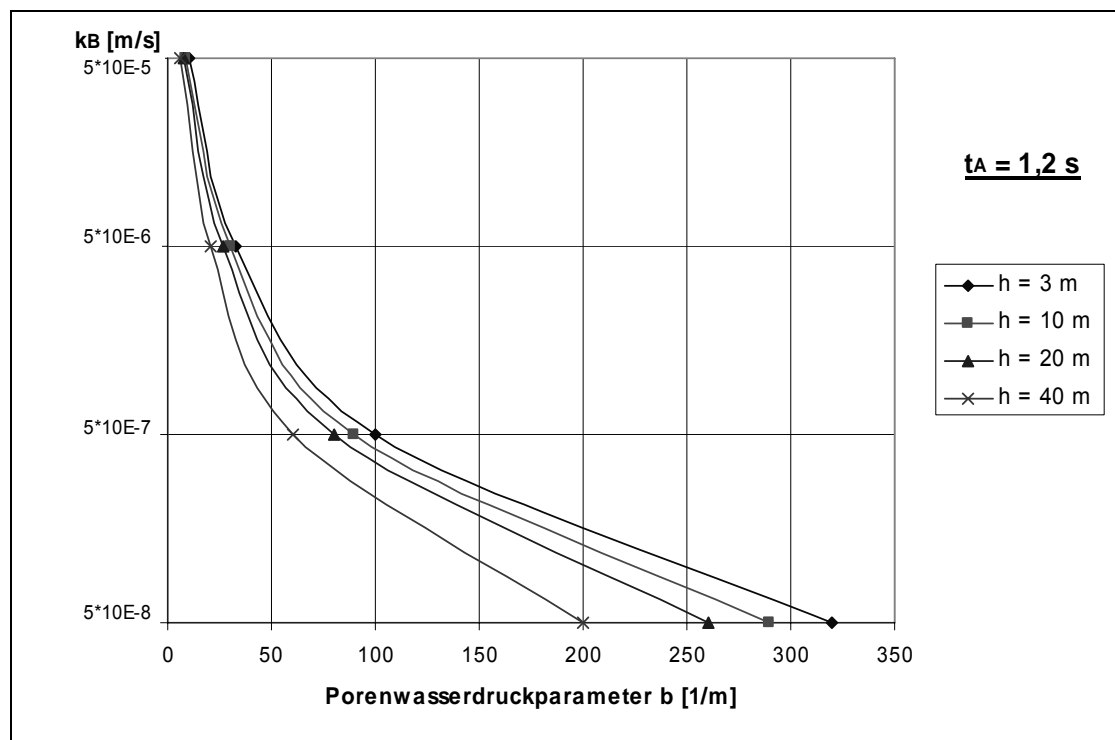


Abb. 7.8a: Porenwasserdruckbeiwert  $b$  für verschiedene Böschungshöhen und Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte bei einer Absinkzeit von  $t_A = 1,2 \text{ s}$ ,  $\varphi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_i = 1,0$

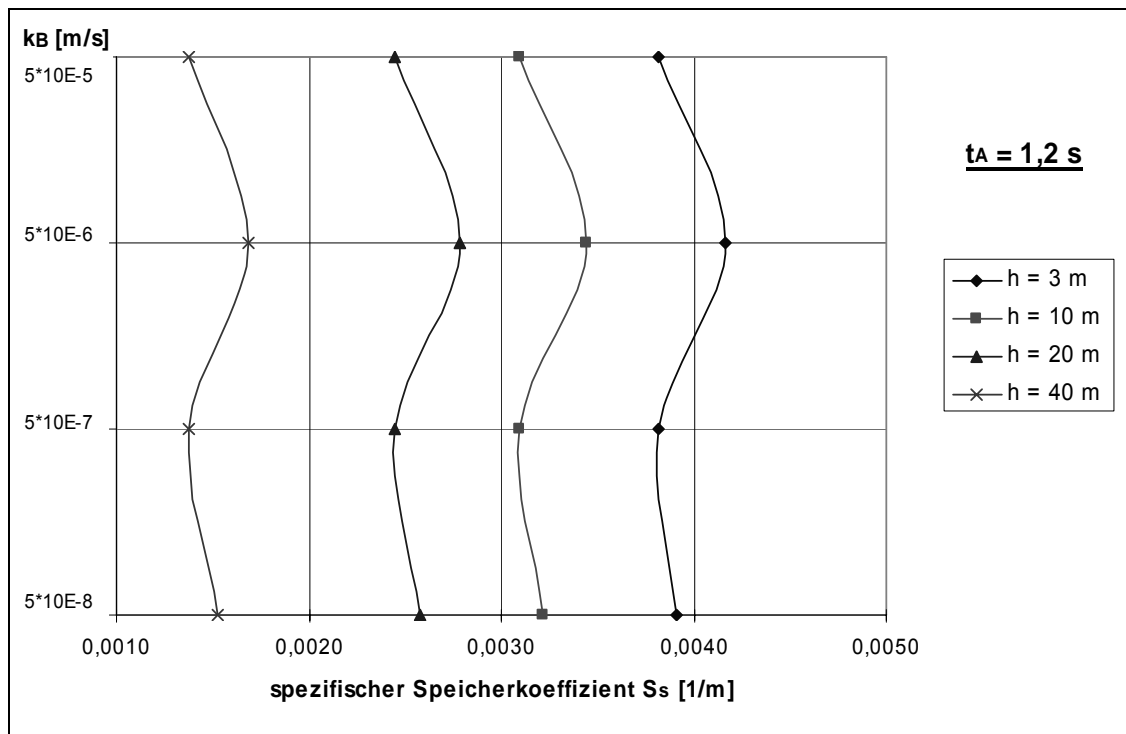


Abb. 7.8b: Spezifischer Speicherkoeffizient  $S_s$  für verschiedene Böschungshöhen und Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte bei einer Absinkzeit von  $t_A = 1,2$  s,  $\varphi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_i = 1,0$

### 7.1.3 Variation der Einwirkungen

Einwirkungen resultieren aus einer ständigen Belastung auf der Böschungsschulter, der hydrodynamischen Einwirkung infolge Abbau, Wind und natürlicher Wasserspiegelschwankung sowie aus der hydraulischen Belastung infolge einer Wasserspiegeldifferenz zwischen Außen- und Grundwasserstand. Allgemein handelt es sich hierbei um Randbedingungen des untersuchten Systems, deren Größe schon vor Beginn der Berechnungen festgelegt werden muss. Bei den hier durchgeführten Berechnungen wurden Annahmen für die Größe der hydrodynamischen Einwirkungen getroffen, eine Variation kann (ebenso wie die Variation der ständigen Belastung) entfallen. Lediglich der Einfluss der Größe der Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  zwischen Grundwasser- und Außenwasserspiegel wird im Folgenden untersucht.

#### Variation C: Variation der Wasserspiegeldifferenz $\Delta h$

Für die Böschungshöhen  $h = 3, 10, 20$  und  $40$  m wurde die Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  zwischen Außenwasser- und Grundwasserstand nach Tabelle 7.5 variiert (Variation C), wobei auch hier nur der Strömungsfall 2 berechnet wurde.

Tab. 7.5: Variation C: Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  zwischen Außenwasser- und Grundwasserstand

Bezeichnung	$\Delta h$ [m]	Strömungsfall
A	0,5	2
C	1,5	2

Trägt man die Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  über den maßgebenden Böschungswinkel auf, so erhält man eine Darstellung entsprechend Abb. 7.9. Sowohl für den Fall ohne als auch mit hydrodynamischen Einwirkungen nimmt die nach dem globalen Standsicherheitsnachweis zulässige Böschungsneigung bei größer werdendem  $\Delta h$  ab und zwar für jede Böschungshöhe in gleichem Maß, wobei das Maß der Abflachung bei niedrigen Böschungen größer ist als bei hohen Böschungen. Das ist nachvollziehbar, denn durch die Vergrößerung der Wasserspiegeldifferenz zwischen Außenwasserspiegel und Grundwasserspiegel wird die Böschung durch eine entsprechend größere Strömungskraft belastet. Bei gleichem  $\Delta h$  ist diese Strömungskraft für eine niedrige Böschung genau so groß wie für eine hohe Böschung, nur das ihr Einfluss bei einer hohen Böschung entsprechend geringer ausfällt.

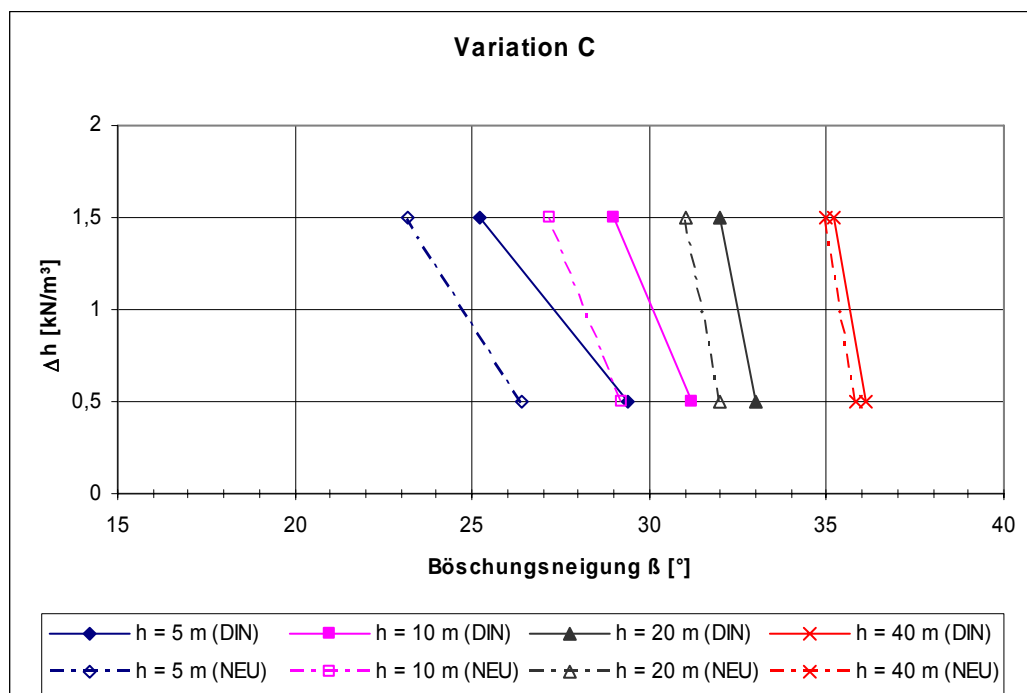


Abb. 7.9: Standsichere Böschungswinkel für verschiedene Wasserspiegeldifferenzen  $\Delta h$  und Böschungshöhen  $h$ , Strömungsfall 2,  $\varphi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_i = 1,0$

#### 7.1.4 Kritische Bewertung der Ergebnisse (Bruchzustand 1)

Für den globalen Böschungsbruch des Bruchzustands 1 kann zusammenfassend festgestellt werden, dass sich insbesondere bei niedrigen Böschungen flachere Böschungsneigungen durch die Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen ergeben.

Großen Einfluss auf das Maß der Abflachung hat dabei die Größe der stationären Strömung, die sich zum einen aus der Wasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  zwischen Außen- und Grundwasserspiegel ergibt, die sich aber auch aus der natürlichen Wasserspiegelschwankung  $z_{A(nat)}$  ergeben kann.

Bei den Bodenparametern ist ein Einfluss des wirksamen Reibungswinkels  $\varphi'$  und der Wichte  $\gamma$  zu erkennen, wobei die Auswirkungen des Reibungswinkels weitaus größer sind. Dabei ist auch zu berücksichtigen, dass bei einem größeren Reibungswinkel des Böschungsmaterials von vornherein größere Böschungsneigungen zulässig sind.

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  wird in einer Bandbreite angesetzt, in der die Druckdämpfung im Boden noch einen Einfluss auf die Porenwasserüberdruckverteilung hat. Die Größe des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts in der betrachteten Bandbreite hat aber nur eine untergeordnete Bedeutung für die globale Standsicherheit. Dies liegt vor allem daran, dass der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  sowohl bei der Bestimmung des  $b$ -Werts als auch bei der Berechnung des spezifischen Speicherkoeffizienten  $S_s$  berücksichtigt wird. Da sowohl der  $b$ -Wert als auch der  $k_B$ -Wert zur Bestimmung der Größe von  $S_s$  (Gleichung 7.1) benötigt werden und die Druckdämpfung nur durch Eingabe dieses spezifischen Speicherkoeffizienten in das Rechenprogramm berücksichtigt wird, hebt sich der Einfluss der Durchlässigkeit weitgehend wieder auf.



## 7.2 Hangparalleles Versagen (Bruchzustand 2)

### 7.2.1 Allgemeines

Beim Nachweis gegen hangparalleles Versagen (Bruchzustand 2) wird das Gleichgewicht zwischen den in der Gleitfuge wirksamen Massen- und Strömungskräften und der Bodenfestigkeit untersucht. Da die Strömungskräfte bis in eine bestimmte Tiefe größer sind als die wirksamen Spannungen aus Bodenauflast, kann in dieser Zone die Scherfestigkeit nicht aktiviert werden. Das Gleichgewicht gegen Abrutschen kann daher in einer böschungsp parallelen Zone nur hergestellt werden, wenn der Boden entweder eine auflastunabhängige Festigkeit in Form einer Kapillarkohäsion und / oder eine Strukturfestigkeit besitzt oder wenn die Böschung durch eine Auflast abgedeckt ist, in der keine Strömungskräfte wirksam sind (Deckwerk).

Führt man den Nachweis der Standsicherheit für den Bruchzustand 2 mit dem Lamellenverfahren (die Berechnungsergebnisse für eine 10 m hohe Böschung sind in Anhang B3.2 zusammengestellt), so dokumentiert sich der vorstehend geschilderte Zusammenhang darin, dass der Ausnutzungsgrad  $\mu$  ab einer bestimmten Gleitfugentiefe  $z_{\text{Gleit}}$  größer 1,0 wird (Abb. 7.10). Für Gleitfugen oberhalb  $z_{\text{Gleit}}$  und Böden, in denen nur Reibung wirkt, wird  $\mu > 1,0$ . Das bedeutet, dass für diese Gleitfugen die Standsicherheit nicht nachgewiesen werden kann. Es zeigt sich, dass die kritische Gleitfugentiefe bei sonst gleichen Verhältnissen (Reibungswinkel, Durchlässigkeit, Sättigungsgrad, Absunk) nur von der Böschungsneigung  $\beta$  abhängt und umso größer ist, je steiler die Böschung ist (Abb. 7.11).

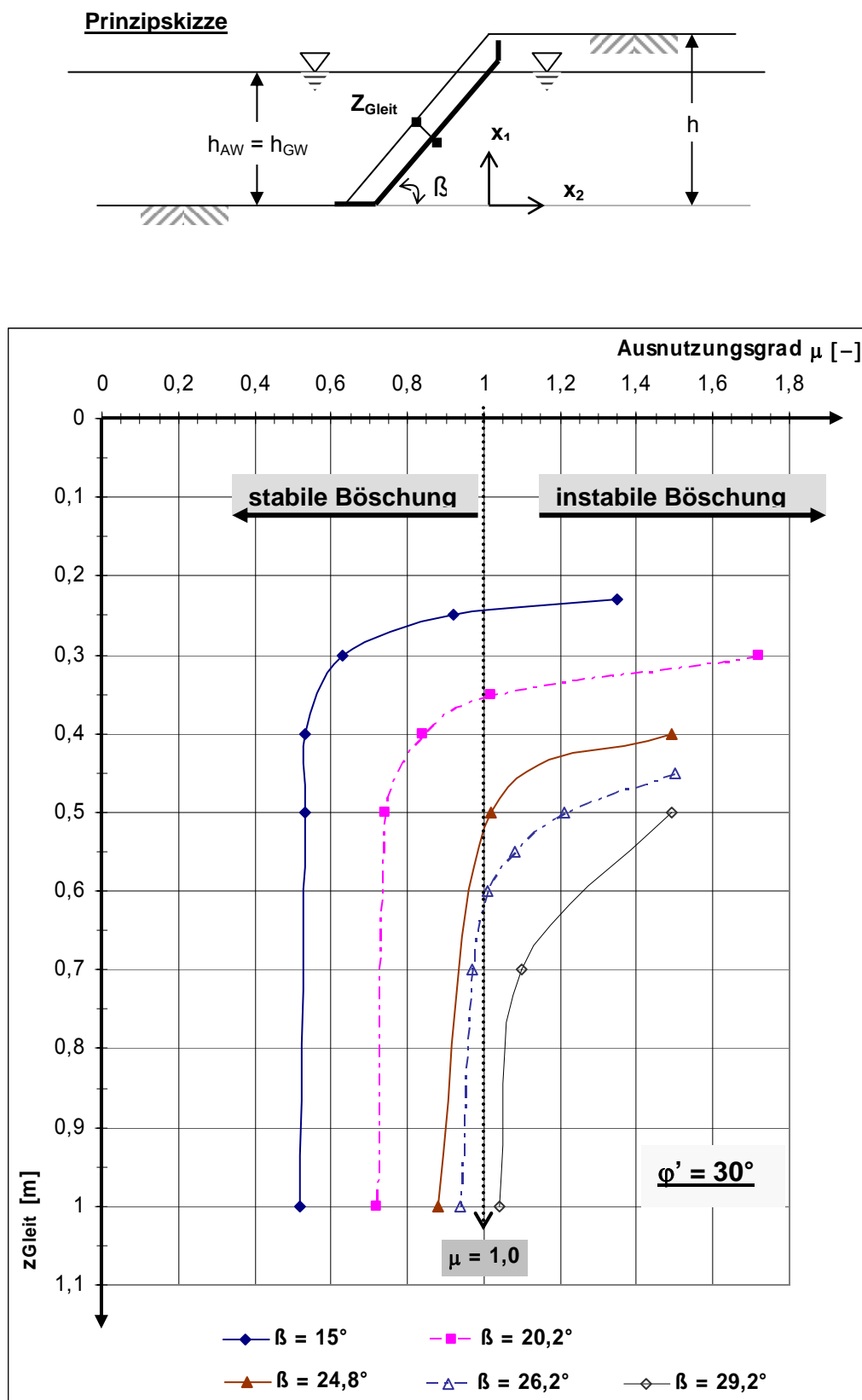


Abb. 7.10: Abhängigkeit des Ausnutzungsgrads  $\mu$  von der Gleitlinientiefe  $z_{\text{Gleit}}$  für verschiedene Böschungswinkel  $\beta$ , berechnet für eine Böschung mit  $h = 10$  m, Strömungsfall 2,  $\phi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_i = 1,0$

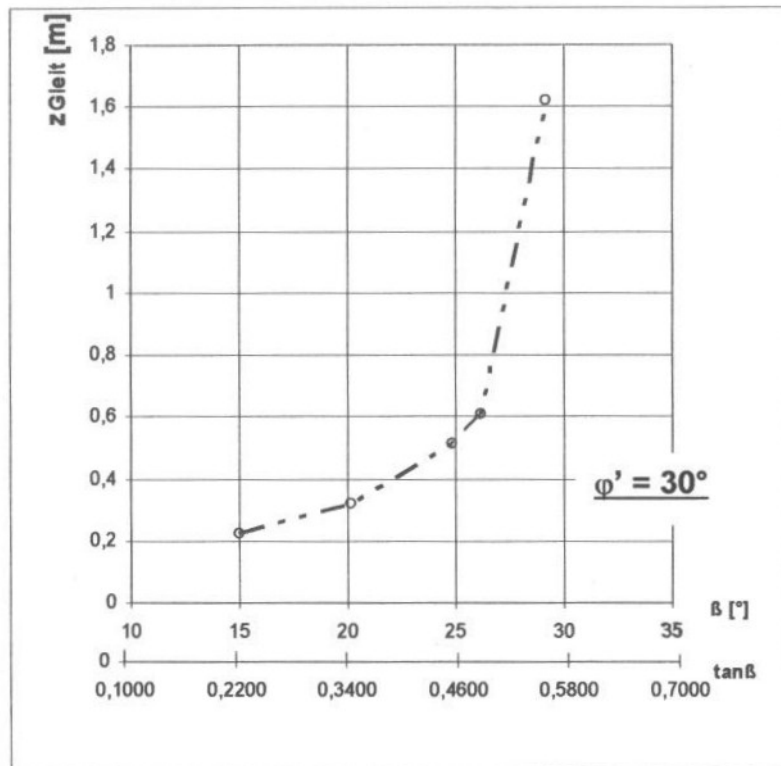


Abb. 7.11: Abhängigkeit der Gleitlinientiefe  $z_{\text{Gleit}}$  für verschiedene Böschungswinkel  $\beta$ , berechnet für eine Böschung mit  $h = 10$  m, Strömungsfall 2, Ausnutzungsgrad  $\mu = 1$ ,  $\phi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_i = 1,0$

Der Boden oberhalb  $z_{\text{Gleit}}$  gleitet also unter der Einwirkung von Strömungskräften nur dann nicht ab, wenn der Boden über einen Festigkeitsanteil verfügt, der durch die Strömungskräfte nicht reduziert wird. Dies könnte z.B. eine Kapillarkohäsion sein, die im vorliegenden Fall aber kaum wirksam sein dürfte. Stattdessen dürfte bei Unterwasserböschungen aber eine Strukturfestigkeit anzunehmen sein, sofern der Boden nicht umgelagert ist.

Nachfolgend wird untersucht, in welcher Größenordnung eine Strukturfestigkeit zur Gewährleistung der Abgleitsicherheit des Bodens oberhalb der kritischen Gleitfuge benötigt wird und ob eine Strukturfestigkeit in dieser Größenordnung realistisch ist.

### 7.2.2 Gleichgewicht in Böschungsfallrichtung

In Böschungsfallrichtung wirken den böschungsabwärts gerichteten Einwirkungen aus der Massenkraft  $G$  die Widerstände  $W$  der Bodenfestigkeit entgegen (Abb. 7.12).

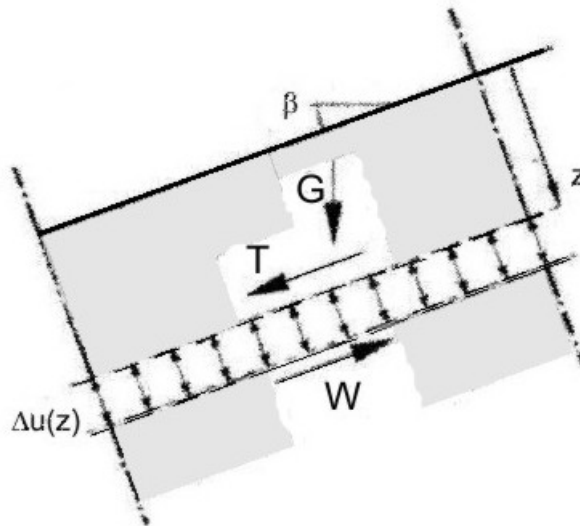


Abb. 7.12: Hangparalleles Gleiten einer Böschung ohne Deckwerk in der Tiefe  $z$

Zusätzlich wirkt innerhalb einer Gleitfuge in der Tiefe  $z$  der mit  $z$  veränderliche Porenwasserüberdruck  $\Delta u(z)$  aus einem Wasserspiegelabsenk  $z_A$ :

$$\Delta u(z) = \gamma_W \cdot z_A \cdot (1 - e^{-b \cdot z}) \quad (\text{Gl. 7.2})$$

Die hangabwärts gerichtete Komponente  $T$  ist:

$$T = G \cdot \sin \beta = \gamma' \cdot z \cdot \sin \beta \quad (\text{Gl. 7.3})$$

Die Widerstandskraft  $W$  ist:

$$W = (\gamma' \cdot z \cdot \cos \beta - \Delta u(z)) \cdot \tan \varphi' + c'_s \quad (\text{Gl. 7.4})$$

und mit Gleichung 7.2:

$$W = (\gamma' \cdot z \cdot \cos \beta - \gamma_W \cdot z_A \cdot (1 - e^{-b \cdot z})) \cdot \tan \varphi' + c'_s \quad (\text{Gl. 7.5})$$

In Gleichung 7.4 und 7.5 steht in der Klammer die wirksame Spannung als Differenz der geostatischen Auflast und dem mit  $z$  veränderlichen Porenwasserüberdruck aus einem Absenk um  $z_A$ . Die Strukturfestigkeit ist  $c'_s$ .

Die Gleichgewichtsbedingung

$$W - T \geq 0 \quad \text{bzw.} \quad (\text{Gl. 7.6})$$

$$(\gamma' \cdot z \cdot \cos \beta - \gamma_W \cdot z_A \cdot (1 - e^{-b \cdot z})) \cdot \tan \varphi' + c'_s - \gamma' \cdot z \cdot \sin \beta \geq 0 \quad (\text{Gl. 7.7})$$

liefert schließlich die Bestimmungsgleichung für die erforderliche Strukturfestigkeit:

$$c'_s \geq \gamma' \cdot z \cdot \sin \beta - (\gamma' \cdot z \cdot \cos \beta - \gamma_W \cdot z_A \cdot (1 - e^{-b \cdot z})) \cdot \tan \varphi' \quad (\text{Gl. 7.8})$$

Aus Gleichung 7.8 wird ersichtlich, dass  $c'_s$  von  $z$  abhängt. Der ungünstigste Fall liegt vor, wenn  $z = d_{\text{krit}}$  ist, wobei  $d_{\text{krit}}$  die Tiefe der kritischen Bruchfuge ist.

Der Wert für  $d_{\text{krit}}$  leitet sich aus dem Nachweis gegen Abgleiten des Bodens entlang einer hangparallelen Gleitfuge ab. Gesucht ist der Fall, für den die mobilisierte Reibungskraft

$$W = (\gamma' \cdot z \cdot \cos \beta - \gamma_W \cdot z_A \cdot (1 - e^{-b \cdot z})) \cdot \tan \varphi' = (\gamma' \cdot z \cdot \cos \beta - \Delta u(z)) \cdot \tan \varphi' \quad (\text{Gl. 7.9})$$

minimal wird. Indem man Gleichung 7.7 nach  $z$  ableitet kann diese Extremwertaufgabe gelöst werden und man erhält die ungünstigste Tiefenlage der Gleitfuge senkrecht zur Böschungsoberfläche:

$$\frac{d}{dz} (W - T) = \gamma' \cdot (\cos \beta \cdot \tan \varphi' - \sin \beta) - b \cdot \gamma_W \cdot z_A \cdot e^{-b \cdot z} \cdot \tan \varphi' = 0 \quad (\text{Gl. 7.10})$$

Aufgelöst nach  $d_{\text{krit}}$  ergibt sich:

$$z = d_{\text{krit}} = -\frac{1}{b} \cdot \ln\left(\frac{\gamma' \cdot (\cos \beta \cdot \tan \varphi' - \sin \beta)}{b \cdot \gamma_W \cdot z_A \cdot \tan \varphi'}\right) \quad (\text{Gl. 7.11})$$

Das Mitteilungsblatt der BAW (2004) schreibt Gleichung 7.11 in einer für den dortigen Anwendungsfall übersichtlicheren Form (das Ergebnis beider Formeln ist jedoch identisch):

$$d_{\text{krit}} = \frac{1}{b} \cdot \ln\left(\frac{b \cdot \gamma_W \cdot z_A \cdot \tan \varphi'}{\cos \beta \cdot \gamma' \cdot (\tan \varphi' - \tan \beta)}\right) \quad (\text{Gl. 7.12})$$

Für  $z = d_{\text{krit}}$  ergibt sich die für den ungünstigsten Fall erforderliche Strukturfestigkeit des Böschungsmaterials erf  $c'_s$  zu:

$$\text{erf } c'_s \geq \gamma' \cdot d_{\text{krit}} \cdot \sin \beta - (\gamma' \cdot d_{\text{krit}} \cdot \cos \beta - \gamma_W \cdot z_A \cdot (1 - e^{-b \cdot d_{\text{krit}}})) \cdot \tan \varphi' \quad (\text{Gl. 7.13})$$

Dieser Zusammenhang ist auch in Abb. 7.13 zu erkennen. Hier ist die Porenwasserüberdruckverteilung  $\Delta u(z) \cdot \tan \varphi'$ , die Verteilung der vom Bodeneigengewicht mobilisierten Reibungskomponente  $\gamma' \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi'$  und die Verteilung der Strukturfestigkeit  $c'_s$  über die Tiefe  $z$  aufgetragen.

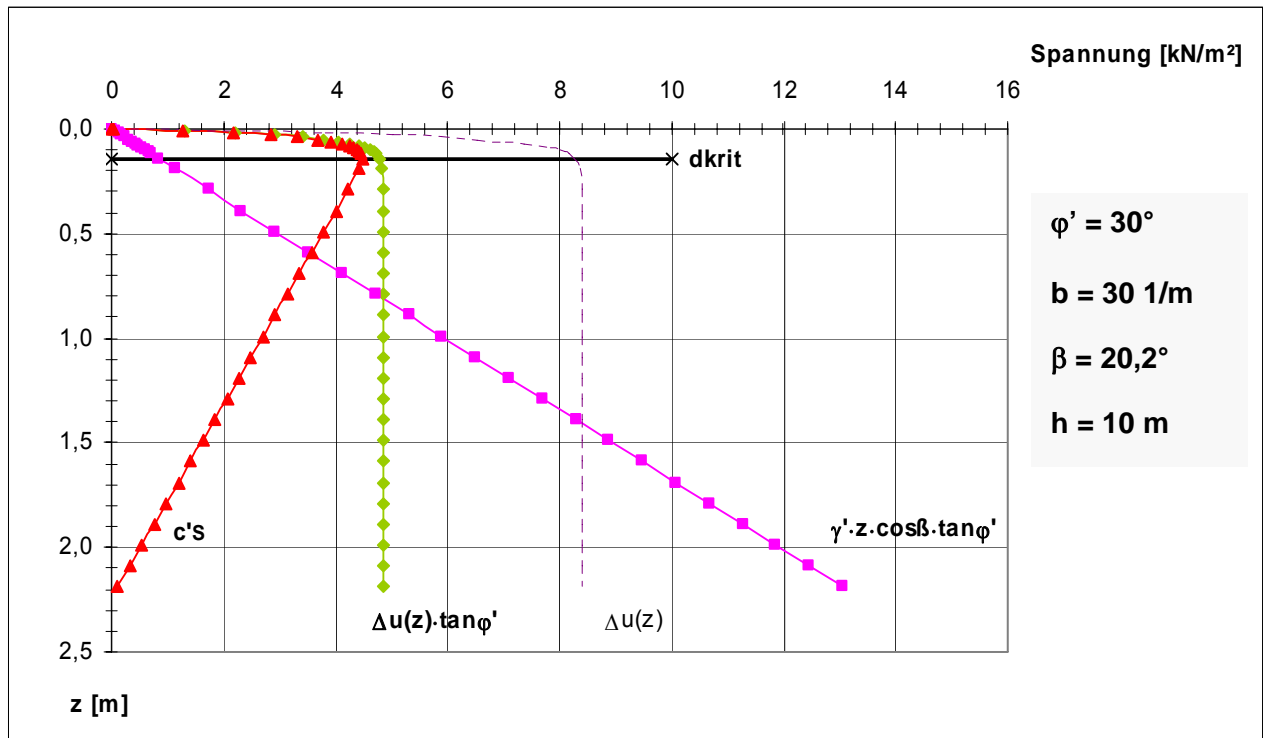


Abb. 7.13: Verteilung von Porenwasserüberdruck  $\Delta u(z)$  [ $\text{kN/m}^2$ ] und  $\Delta u(z) \cdot \tan \varphi'$  [ $\text{kN/m}^2$ ], Reibung infolge Bodeneigengewicht  $\gamma' \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi'$  [ $\text{kN/m}^2$ ] und Strukturfestigkeit  $c'_s$  [ $\text{kN/m}^2$ ] über die Tiefe  $z$  [m]

Der Wert  $d_{\text{krit}}$  definiert die Tiefe, in der die exponentielle Porenwasserüberdruckfunktion ihr Maximum  $\max \Delta u(d_{\text{krit}}) = \gamma_W \cdot z_A$  erreicht. Für diesen Punkt wird auch  $c'_s$  maximal. Unterhalb der Tiefe  $d_{\text{krit}}$  bleibt der Porenwasserdruck auf einem konstanten Wert, während die Reibungskraft aus Bodeneigengewicht mit der Tiefe zunimmt. Die erforderliche Strukturfestigkeit nimmt damit linear mit  $z$  ab und wird ab  $z = \text{rd. } 2,2 \text{ m}$  überhaupt nicht mehr benötigt.

### 7.2.3 Erforderliche Größenordnung von $c'_s$

Nach Gleichung 7.13 ist  $c'_s$  von der Wichte  $\gamma'$  des Bodens unter Auftrieb, von der Böschungsneigung  $\beta$ , vom Reibungswinkel  $\varphi'$ , von der Größenordnung des Absunks  $z_A$  und vom Porenwasserdruckbeiwert  $b$  abhängig. In Letzterem sind die Durchlässigkeit des Bodens, der Sättigungsgrad und die Geschwindigkeit des Absunks enthalten. Der Einfluss der Parameter  $\varphi'$ ,  $\beta$  und  $b$  ist aus den Abbildungen 7.14 und 7.15 ersichtlich.

Für diese Darstellungen wurden die Strukturfestigkeiten  $c'_s$  nach Gleichung 7.13 für verschiedene Böschungswinkel berechnet. Infolge der Bedingung  $\beta < \varphi'$  für die Gleichung von  $d_{\text{krit}}$  (Gleichung 7.11 bzw. 7.12) ist der Wertebereich für die möglichen Böschungsneigungen begrenzt, so dass sich jeweils für einen Böschungswinkel von  $\beta \cong \varphi'$  die größte maßgebende Strukturfestigkeit ergibt.

Die Berechnungen wurden Reibungswinkel von  $\varphi' = 20^\circ, 30^\circ$  und  $40^\circ$  sowie für verschiedene  $b$ -Werte durchgeführt, so dass sich in Abb. 7.14 und Abb. 7.15 je Reibungswinkel ein spezifischer Wertebereich ergibt.

Bei sehr durchlässigen Böden oder langsamem Absink ( $b = 1$ ) sind bis zu Böschungswinkeln von rd.  $0,5 \cdot \varphi'$  nur sehr kleine Werte von  $c'_s$  zur Gewährleistung der Standsicherheit böschungparalleler Gleitfugen erforderlich. Sobald die Böschungen aber steiler werden als rd.  $0,5 \cdot \varphi'$ , steigen die erforderlichen Werte  $c'_s$  sehr schnell an, und zwar bis für  $\beta = \varphi'$  die jeweils steilsten möglichen Böschungsneigungen erreicht sind.

Nach Abschnitt 4.3.3 ergibt sich für  $b = 1$  die geringste hydrodynamische Beanspruchung. In diesem Fall wirkt so gut wie keine hydrodynamische Belastung auf die Böschung. Die Darstellung der Strukturfestigkeit  $c'_s$  in Abhängigkeit vom Böschungswinkel  $\beta$  und vom Reibungswinkel  $\varphi'$  für  $b = 1,0$  zeigt, dass bei einem Ausgangsmaterial mit einem kleinen Reibungswinkel eine größere Strukturfestigkeit erforderlich ist, als bei einem Ausgangsmaterial mit einem großen Reibungswinkel. Die erforderliche Strukturfestigkeit ist umso größer, je steiler die Böschung ausgebildet werden soll (Abb. 7.14). In diesem Fall ist die Größe der Strukturfestigkeit abhängig vom Reibungswinkel und nahezu unabhängig vom  $b$ -Wert.

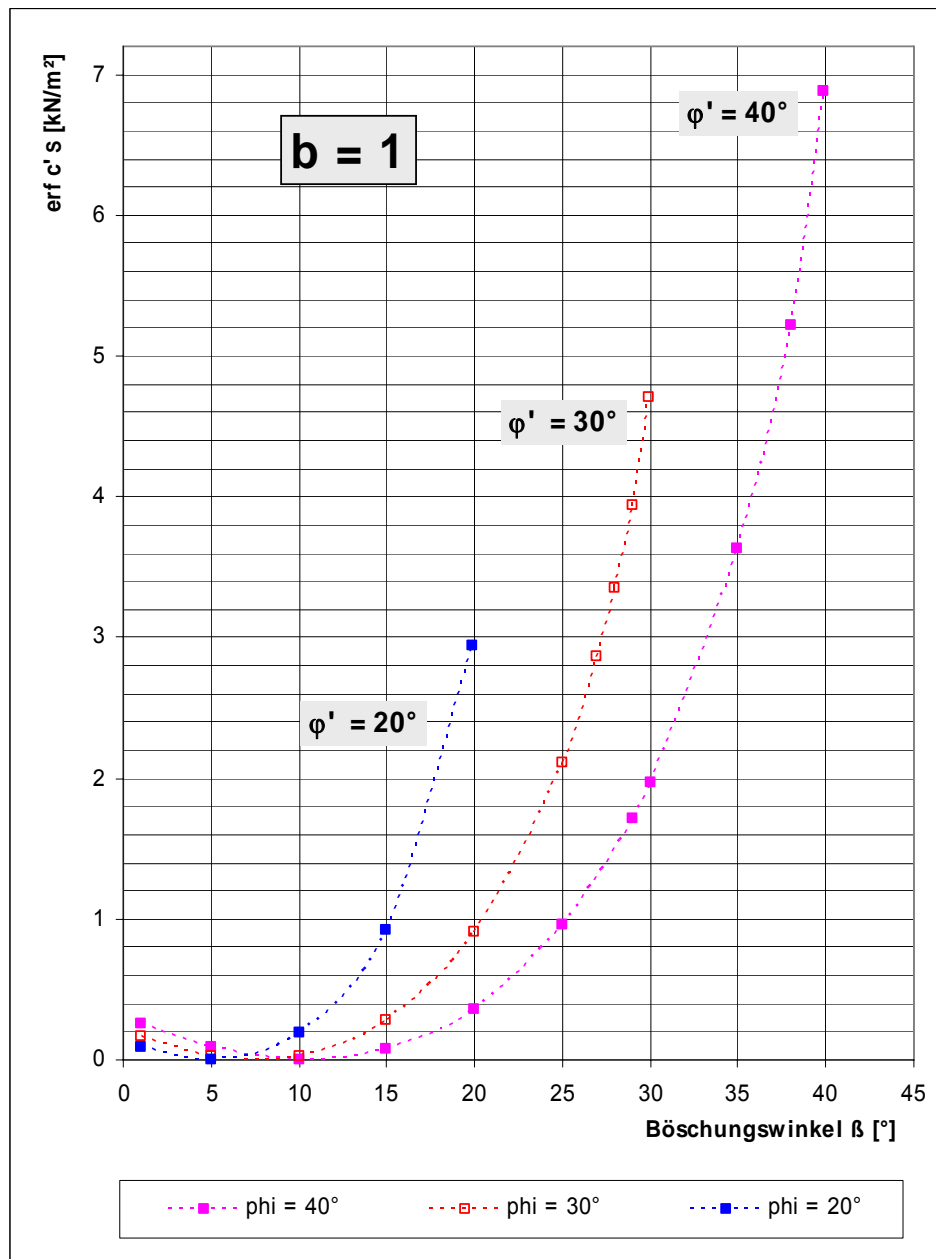


Abb. 7.14: Strukturfestigkeit  $\text{erf } c'_s$  in Abhängigkeit vom Böschungswinkel  $\beta$  und vom Reibungswinkel des Böschungsmaterials  $\phi'$ , für  $b = 1$  [1/m] und für einen Absenk von  $z_A = 0,84$  m

Für  $b > 1$  gilt: Je größer der  $b$ -Wert, desto größer ist auch der Porenwasserüberdruck und damit die hydrodynamische Belastung unterhalb der Böschung. Gleichzeitig wird aber auch die kritische Tiefe  $d_{\text{krit}}$  geringer.  $d_{\text{krit}}$  ist nicht nur eine Funktion des  $b$ -Werts (Gleichung 7.12) sondern u.a. auch eine Funktion des Reibungswinkels  $\phi'$ . Bei sonst gleichen Randbedingungen wird  $d_{\text{krit}}$  umso kleiner, je größer der Reibungswinkel des Ausgangsmaterials ist.



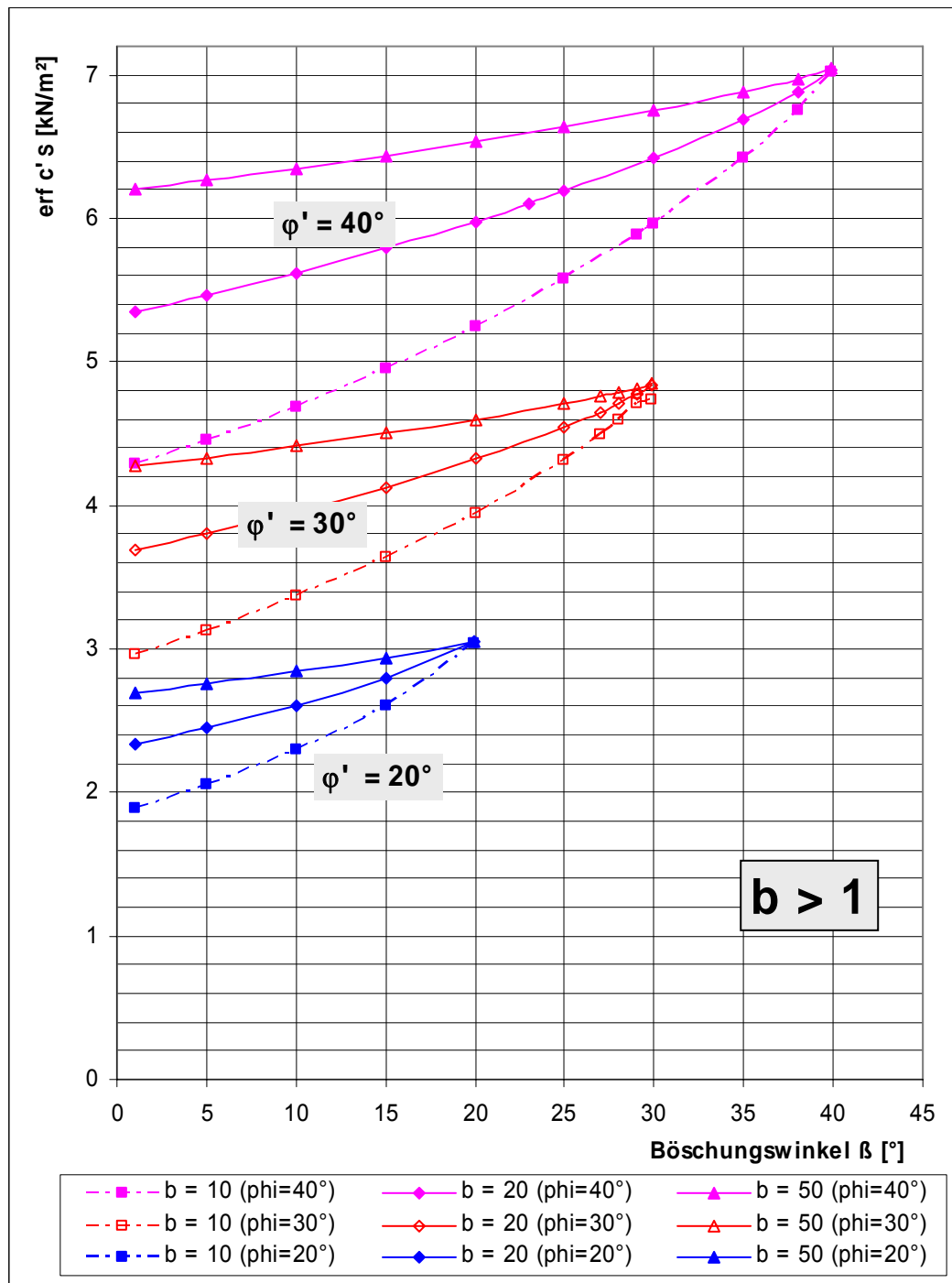


Abb. 7.15: Strukturfestigkeit  $\text{erf } c'_s$  in Abhängigkeit vom Böschungswinkel  $\beta$  und vom Reibungswinkel des Böschungsmaterials  $\phi'$ , für Porenwasserdruckparameter  $b > 1$  und für einen Absenk von  $z_A = 0,84$  m

Für das Gleichgewicht in der hangparallelen Gleitfuge nach Gleichung 7.6 bedeutet das, dass die Gleichgewichtsbedingung nur durch Berücksichtigung einer Strukturfestigkeit erfüllt werden kann. Bei einer geringen kritischen Tiefe muss also eine entsprechend große Strukturfestigkeit gewährleistet sein. Die Größe der Strukturfestigkeit ist demnach bei  $b > 1$  in erster Linie vom Reibungswinkel  $\phi'$  abhängig. Es gilt: Je größer der Reibungswinkel  $\phi'$  und je

größer der  $b$ -Wert, desto kleiner ist die kritische Tiefe  $d_{\text{krit}}$ , so dass für den Nachweis einer standsicheren hangparallelen Bruchfuge eine entsprechend große Strukturfestigkeit  $c'_s$  erforderlich ist (Abb. 7.15). Tendenziell wird die erforderliche Strukturfestigkeit mit flacher werdender Böschungsneigung zwar geringer, aber selbst Böschungswinkel  $\beta = 0$  sind für  $b > 1$  nur standsicher, wenn eine Strukturfestigkeit  $c'_s$  vorhanden ist. Für  $\beta = 0$  geht der Nachweis in den Nachweis gegen instationären hydraulischen Grundbruch über (vgl. E 115, EAU 2004).

Strebt der Böschungswinkel  $\beta$  gegen  $\varphi'$ , so ergibt sich aus den Abbildungen 7.14 und 7.15, dass unabhängig vom  $b$ -Wert für den Grenzwert  $\beta = \varphi'$  schließlich mindestens die Strukturfestigkeiten nach Tabelle 7.6 benötigt werden.

Tab. 7.6: Abhängigkeit der Strukturfestigkeit  $\text{erf } c'_s$  vom Reibungswinkel  $\varphi'$

$\beta = \varphi' [^\circ]$	$\text{erf } c'_s [\text{kN/m}^2]$
20	$\sim 3$
30	$\sim 5$
40	$\sim 7$

Diese für eine standsichere hangparallele Bruchfuge mindestens erforderlichen Strukturfestigkeiten liegen durchaus in einer Bandbreite, die in der Natur vorkommen kann (s. Abschn. 7.2.4).

## 7.2.4 Strukturfestigkeit von Böden unter Wasser

In der Bodenmechanik wird die Festigkeit nichtbindiger Böden ausschließlich über die Reibungsfestigkeit definiert. In nicht gesättigten und nicht ausgetrockneten Böden wird zusätzlich unter bestimmten Umständen eine Kapillarkohäsion angenommen. Demgegenüber hat die Strukturfestigkeit in der Bodenmechanik im Allgemeinen keine Bedeutung. Die Erfahrung zeigt, dass der Verlust der natürlichen Struktur des Bodens aber eine erhebliche Auswirkung auf die Größe der Scherfestigkeit hat. Weil Laborversuche aber auch trotz des enormen apparativen Aufwands nicht in der Lage sind, die natürlichen Verhältnisse des gewachsenen Bodens vollständig darzustellen, wird eine Strukturfestigkeit als Festigkeitsreserve nicht weiter quantifiziert (s. Abschn. 2.3.2).

Im Falle des Nachweises der Standsicherheit von Abbauböschungen ist der Ansatz einer Strukturfestigkeit allerdings erforderlich, wenn man sicherstellen will, dass die Festigkeitseigenschaften des Bodens tatsächlich auch ausgenutzt werden. Der Ansatz einer solchen Strukturfestigkeit ist bei Abbauböschungen auch schon deshalb grundsätzlich gerechtfertigt, weil es ja schließlich eine große Zahl von Abbauböschungen gibt, die nachweislich den in

dieser Arbeit behandelten hydrodynamischen Strömungseinwirkungen ausgesetzt sind und trotzdem dauerhaft standsicher sind (s.a. Aderhold, 2001; Otto und Frommenkord, 2001).

Nach Untersuchungen von Wagenbreth (1970) können für verschiedene Bodenarten die Strukturfestigkeiten nach Tabelle 7.7 angenommen werden.

Tab. 7.7: Abhängigkeit der Strukturfestigkeit  $c'_s$  von Sättigungsgrad  $S$  und bezogener Lagerungsdichte  $I_D$  (nach Wagenbreth, 1970)

$I_D$ [-]	0,25 $I_D = \frac{\max e - e}{\max e - \min e}$		0,5		0,75	
$S$ [-]	0 ... 0,15	0,15 ... 0,5	0 ... 0,2	0,2 ... 0,6	0 ... 0,25	0,25 ... 0,65
<b>fS</b>	0 ... 0,9	9,0	0 ... 10,5	10,5	0 ... 12,5	12,5
<b>mS</b>	0 ... 5,0	5,0	0 ... 7,0	7,0	0 ... 8,5	8,5
<b>gS ... fS</b>	0 ... 3, 5	3, 5	0 ... 5,0	5,0	0 ... 6,0	6,0

Demnach ist selbst bei lockerer Lagerung ( $I_D = 0,25$ ) die Strukturfestigkeit in einer Größenordnung möglich, wie sie nach Abb. 7.13 ermittelt wird. Allerdings ist die Kopplung der Strukturfestigkeit an den Sättigungsgrad in Tabelle 7.7 zu hinterfragen, denn nach Scheffer und Schachtschabel (1966) ist die Strukturfestigkeit ausschließlich aus dem Gefüge des Bodens ableitbar und müsste unabhängig vom Sättigungsgrad sein.

Neben den vorstehend wiedergegebenen Angaben von Wagenbreth sind in der Literatur keine weiteren belegbaren Werte der Strukturfestigkeit verfügbar. Allerdings belegen die in Abschnitt 2.2.3 mitgeteilten Erfahrungswerte für standsichere Böschungen grundsätzlich die Existenz der Strukturfestigkeit.

### 7.2.5 Kritische Bewertung Bruchzustand 2

Es wurde aufgezeigt, dass das Abgleiten böschungsnaher Schichten von Abbauböschungen durch Ansatz einer Strukturfestigkeit verhindert wird. Die mit dem ebenen Nachweismodell für verschiedene Böschungsneigungen errechneten Werte der erforderlichen Strukturfestigkeit liegen unterhalb von  $c'_s = \text{rd. } 7 \text{ kN/m}^2$ , für die meisten Sande sogar unterhalb von  $\text{rd. } 5 \text{ kN/m}^2$ . Werte der Strukturfestigkeit in dieser Größenordnung sind durch Erfahrungswerte weitgehend abgedeckt.

Unabhängig davon ist es derzeit kaum möglich, gesicherte Angaben zur verfügbaren Strukturfestigkeit nicht umgelagerter Böden zu machen. Sinnvoll könnte hier eine Feldstudie sein, bei der vorhandene, stabile Abbauböschungen aufgemessen und mit dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Ansatz nachgerechnet werden. Erste Überlegungen zur Durchführung solcher Feldstudien wurden von Schuster (2004) erarbeitet. Bis zur Umsetzung solcher Untersuchungen bleibt der Ansatz einer Strukturfestigkeit im Rahmen von Standsicherheitsnachweisen einer Abstimmung von Genehmigungsbehörde und Beratendem Ingenieur vorbehalten.

### **7.3 Lokales Versagen in der Wasserwechselzone (Bruchzustand 3)**

#### **7.3.1 Allgemeines**

Im Bereich der Wasserwechselzone kann es zu lokalen Böschungsbrüchen kommen. Grundsätzlich ist der Wasserwechselbereich immer ein kritischer Bereich, denn neben dem Grundwasser wirken hier auch das fließende und das bewegte Oberflächenwasser auf die Böschung ein. Abtragende Vorgänge führen zu einer Zerschneidung, Abflachung und damit letztendlich zu einer Rückverlegung der Böschung. Dieser Erosionsvorgang kann nur bedingt in einem Standsicherheitsnachweis erfasst werden. Häufig kommt es daher zu Rutschungen an Böschungen, die bereits als standsicher nachgewiesen wurden. Schutzmaßnahmen wie eine flache Böschungsneigung und Bepflanzung im Bereich über Wasser sowie in der Wasserwechselzone können die Erosionsvorgänge nicht vollkommen verhindern, sie reduzieren nur ihr Ausmaß.

Bei Sand- und Kiesgrubenböschungen werden zwei Arten von Erosion unterschieden: Die Erosion durch abfließendes Niederschlagswasser in den oberhalb des Grundwasserspiegels gelegenen Böschungsbereichen und die Erosion durch Wellenschlag im Bereich der Wasserwechselzone. Die Zerschneidung von Böschungen durch Erosionsrinnen ist bei Sand- und Kiesgruben nur von untergeordneter Bedeutung, da der Bereich über Wasser meist nur eine geringe Höhe aufweist. Wichtiger ist die Erosion durch Wellenschlag an den Ufern des Baggersees. Bei großen Baggerseen entwickeln sich je nach Windstärke mehr oder weniger große Wellenfronten. Je größer die Höhe der Welle, desto größer ist auch ihre Erosionswirksamkeit.

#### **7.3.2 Vereinfachte Berechnung**

Die Vorgänge in der Wasserwechselzone wurden vereinfacht im Bruchzustand 3 untersucht. In Abb. 7.16 ist die Form der Gleitlinie definiert. Dabei handelt es sich um einen Gleitkreis, der sich in einem definierten Bereich ober- bzw. unterhalb des Außenwasserstands einstellt. Untersucht wird nur der Strömungsfall 2, bei dem der Grundwasserstand über dem Außen-

wasserstand liegt. Die Gleitkreise sind nach oben vom Grundwasser und nach unten von der Höhe des Außenwasserstands abzüglich des gewählten Absunks  $z_A$  begrenzt. Die maßgebenden Gleitkreismittelpunkte befinden sich (wie in Abb. 7.16 dargestellt) auf der Seitenhalbierenden des untersuchten Bereichs. Je weiter sich der Gleitkreismittelpunkt auf der Seitenhalbierenden nach oben bewegt, desto flacher werden die Gleitkreise, so dass sich der Bruchzustand 3 letztendlich einer böschungsp parallelen Gleitfuge wie im Bruchzustand 2 annähert. Das bedeutet, dass es immer einen oberflächennahen Bereich gibt, in dem die welleninduzierten Porenwasserüberdrücke größer sind, als die geostatische Auflast. Ohne Strukturfestigkeit des Böschungsmaterials kann die Böschung nicht standsicher sein und der Böschungskörper gleitet ab.

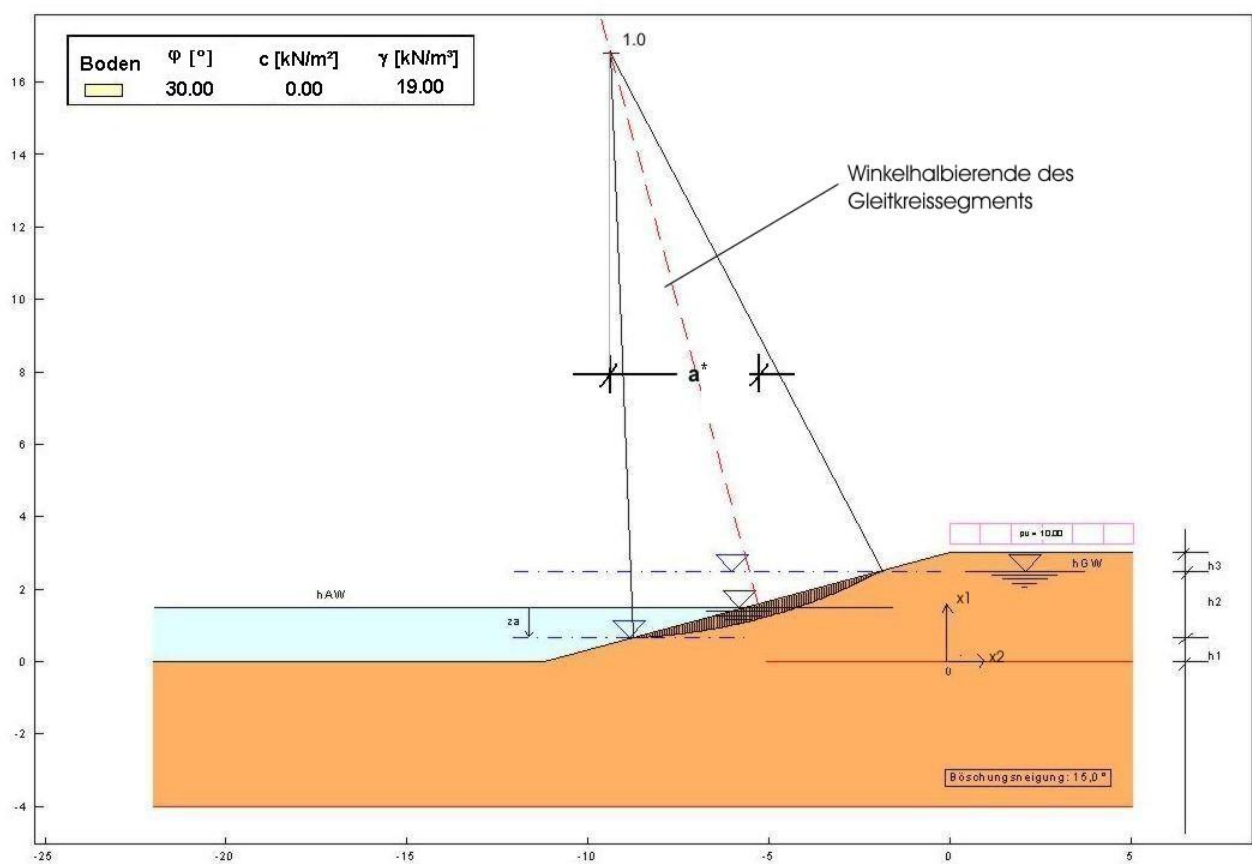


Abb. 7.16: Darstellung von Bruchzustand 3: Form der untersuchten Gleitkreise

Somit kann der Nachweis des Bruchzustands 3 ohne den Ansatz einer Kohäsion oder Strukturfestigkeit nicht allgemein geführt werden, da unabhängig von der Böschungshöhe immer sehr flache Gleitkreise (so genannte Hautrutschungen) maßgebend werden. Um trotzdem eine Aussage über die Standsicherheit der Böschung im Wasserwechselbereich machen zu können, wird der Nachweis für eine Gleitlinie geführt, die nicht zu flach ist, die gleichzeitig aber auch nicht zu tief in die Böschung einschneidet. Diese Gleitfläche ist willkürlich, aber sinnvoll, gewählt.

Die Gleitkreismittelpunkte befinden sich ausschließlich auf der Winkelhalbierenden des Gleitkreissegments (Abb. 7.16). Kennzeichnender Wert für die minimale Entfernung des Gleitkreismittelpunktes von der Böschung ist der horizontale Abstand  $a^*$  zwischen dem Schnittpunkt der Winkelhalbierenden des Gleitkreissegments mit der Böschung und dem Gleitkreismittelpunkt.

Gewählt wurde ein Wert von  $a^* = 10$  m für alle untersuchten Böschungshöhen. Der Gleitkreismittelpunkt liegt damit für niedrige Böschungen relativ weit von der Böschungsoberfläche entfernt, während er bei hohen Böschungen dichter an der Böschung ist. Der Gleitkreis wird so für hohe Böschungen nicht zu flach und für niedrige Böschungen nicht zu tief. Grundsätzlich kann mit diesem Nachweis nur ein Anhaltswert gefunden werden, da die Berechnungsergebnisse stark von der Lage des untersuchten Gleitkreises abhängen.

### 7.3.3 Kritische Bewertung Bruchzustand 3

Die Ergebnisse (Tabelle 7.8) zeigen, dass bei diesem Nachweis unabhängig von der Böschungshöhe sehr flache Gleitkreise maßgebend wurden.

Tab. 7.8: Standsichere Böschungsneigungen für den Bruchzustand 3, Strömungsfall 2, verschiedene Böschungshöhen

Böschungshöhe $h$ [m]	$a^*$ [m]	wirksamer Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	Böschungsneigung $\beta_{\text{NEU}}$ [°] bei vorgegebener Gleitlinie für $\mu = 1,0$
3	10	30	13,2
10	10	30	12,6
20	10	30	12,1

Die Unterschiede in der Neigung  $\beta_{\text{NEU}}$  für die verschiedenen Böschungshöhen resultieren aus der unterschiedlichen Geometrie des Gleitkreises, insbesondere aus der Entfernung des Gleitkreismittelpunktes von der Böschung.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die untersuchten Böschungen im Bruchzustand 3 nur für Böschungswinkel  $\beta < \varphi'/2$  standsicher sind. Zur Gewährleistung der Standsicherheit im Wasserwechselbereich ist es daher immer nötig eine Abflachung der Böschung vorzunehmen. Den Empfehlungen zufolge sollte die Neigung in der Wasserwechselzone rd. 1: 5 ( $\beta \cong 11^\circ$ ) betragen. Steilere Böschungen flachen sich im Laufe der Zeit auf diesen Wert ab.

#### 7.4 Vereinfachter Ansatz einer böschungsp parallelen Strömung

Der Sonderfall einer böschungsp parallelen Strömung wird mit folgender Abschätzung nachgewiesen (vgl. a. Gl. 6.2):

$$\max \beta = \arctan \left( \frac{\gamma'}{\gamma_w + \gamma'} \cdot \frac{\tan \varphi_k'}{\gamma_\varphi} \right) \approx \arctan \left( 0,5 \cdot \frac{\tan \varphi_k'}{\gamma_\varphi} \right) \quad (\text{Gl. 7.14})$$

Diese Gleichung gilt für den Fall einer Böschung aus kohäsionslosem Material, ohne Verkehrslast und für den Fall, dass die Strömungskraft im unteren Drittel der Böschungshöhe, also am Böschungsfuß, austritt. Obwohl diese Randbedingungen bei den hier untersuchten Abbauböschungen nicht vorliegen, muss dieser Nachweis in einigen Genehmigungsverfahren geführt werden (s. Abschnitt 2.3.3).

Für einen Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_\varphi = 1,0$  ergibt sich z.B. für ein Böschungsmaterial mit dem charakteristischen wirksamen Reibungswinkel  $\varphi_k' = 30^\circ$  eine maximale Böschungsneigung von

$$\max \beta \approx \arctan \left( 0,5 \cdot \frac{\tan 30^\circ}{1,0} \right) = 16,1^\circ \quad (\text{Gl. 7.15})$$

Für andere Reibungswinkel ergeben sich nach Auswertung der Gleichung 7.14 die in Tabelle 7.9 zusammengestellten Böschungsneigungen.

*Tab. 7.9: Abschätzung der Böschungsneigung  $\max \beta$  für verschiedene Reibungswinkel  $\varphi_k'$  des Böschungsmaterials mit dem vereinfachten Ansatz einer böschungsp parallelen Strömung nach Gleichung 7.14*

charakteristischer Wert des wirksamen Reibungswinkels  $\varphi_k' [^\circ]$	Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_\varphi [-]$	maximal mögliche Böschungsneigung  $\max \beta [^\circ]$
20	1	10,3
25	1	13,1
30	1	16,1
35	1	19,3
40	1	22,7

## 7.5 Kritische Bewertung und Vergleich der relevanten Bruchzustände

Die globale Standsicherheit im BZ 1 kann mit rechnergestützten Programmsystemen unter Beachtung hydrodynamischer Einwirkungen nachgewiesen werden. Für die lokale Standsicherheit nach BZ 2 gilt, dass die Standsicherheit einer böschungsp parallelen Gleitfuge in der Tiefe  $d_{\text{krit}}$  nur dann für hydrodynamisch belastete Böschungen ermittelt werden kann, wenn dem Böschungsmaterial eine Strukturfestigkeit zugesprochen wird (s. Abschn. 7.2). Der Nachweis für BZ 3 gelingt nur bei einer sehr grob geschätzten (und entsprechend ungenauen) Vorgaben für den maßgebenden Gleitkreis.

Für  $\varphi' = 30^\circ$  und  $h = 3 \text{ m}$  ist die mögliche Böschungsneigung nach BZ1 unter Berücksichtigung der hydrodynamischen Einwirkungen  $\beta_{\text{NEU(BZ1)}} = 22,7^\circ$ . Bei einer Böschungshöhe von  $h = 30 \text{ m}$  ergibt sich  $\beta_{\text{NEU(BZ1)}} = 33,1^\circ$ . Für den Nachweis nach BZ 2 wird eine Strukturfestigkeit benötigt deren erforderliche Größe nach Gleichung 7.13 berechnet werden kann.

Gleichung 7.13 wurde aus der Gleichgewichtsbedingung nach Gleichung 7.6 abgeleitet. Damit hat das System für eine Gleitfuge in der ungünstigsten Tiefe  $z = d_{\text{krit}}$  einen Ausnutungsgrad von  $\mu = 1,0$ :

$$W - T \geq 0 \rightarrow W \geq T \rightarrow \frac{T}{W} = \mu \leq 1 \quad (\text{Gl. 7.16})$$

Der Nachweis nach BZ 2 ist somit mit dem maximalen Böschungswinkel aus BZ 1 für die zugehörige Tiefe  $d_{\text{krit}}$  nach Gleichung 7.17 unter Berücksichtigung der Strukturfestigkeit nach Gleichung 7.18 und unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen zu führen:

$$d_{\text{krit}} = \frac{1}{b} \cdot \ln\left(\frac{b \cdot \gamma_W \cdot z_A \cdot \tan \varphi'}{\cos \beta_{\text{NEU(BZ1)}} \cdot \gamma' \cdot (\tan \varphi' - \tan \beta_{\text{NEU(BZ1)}})}\right) \quad (\text{Gl. 7.17})$$

$$\text{erf } c'_s \geq \gamma' \cdot d_{\text{krit}} \cdot \sin \beta_{\text{NEU(BZ1)}} - (\gamma' \cdot d_{\text{krit}} \cdot \cos \beta_{\text{NEU(BZ1)}} - \gamma_W \cdot z_A \cdot (1 - e^{-b \cdot d_{\text{krit}}})) \cdot \tan \varphi' \quad (\text{Gl. 7.18})$$

Für  $\varphi' = 30^\circ$  und  $h = 3 \text{ m}$  wird demnach eine Strukturfestigkeit von  $\text{erf } c'_s = 4,58 \text{ kN/m}^2$  benötigt (Tabelle 7.10). Sofern diese Strukturfestigkeit gesichert angesetzt werden kann, darf die Unterwasserböschung mit  $\beta = 22,7^\circ$  ausgeführt werden. Für den Bereich der Überwasserböschung ist eine steilere Böschung möglich, in der Wasserwechselzone (BZ 3) muss  $\beta$  auf rd.  $13^\circ$  abgeflacht werden.

Die Gleichungen 7.17 und 7.18 sind nur gültig, solange die Böschungsneigung  $\beta_{\text{NEU(BZ1)}}$  kleiner ist als der dem anstehenden Boden zugesprochene Reibungswinkel  $\varphi'$ , andernfalls ist der Böschungswinkel entsprechend herabzusetzen.



$$\beta_{\text{NEU (BZ1)}} \leq \varphi': \quad \max \beta_{\text{NEU}} = \beta_{\text{NEU (BZ1)}} \quad (\text{Gl. 7.19})$$

$$\beta_{\text{NEU (BZ1)}} > \varphi': \quad \max \beta_{\text{NEU}} = \varphi' \quad (\text{Gl. 7.20})$$

Für  $\varphi' = 30^\circ$  und  $h = 30 \text{ m}$  bedeutet das, die maximal mögliche Böschungsneigung wird von  $\beta_{\text{NEU(BZ1)}} = 33,1^\circ$  auf  $\max \beta_{\text{NEU}} = 30^\circ$  herabgesetzt. Der mindestens erforderliche Wert der Strukturfestigkeit ist für diesen Fall  $\text{erf } c'_s = 4,85 \text{ kN/m}^2$  (Tabelle 7.10). Kann für den Boden eine Strukturfestigkeit von  $4,85 \text{ kN/m}^2$  gesichert angesetzt werden, so darf die Unterwasserböschung mit  $\beta = 30^\circ$  ausgeführt werden. Auch hier sind im Überwasserbereich steilere Böschungen möglich, während die Böschung in der Wasserwechselzone abgeflacht werden muss.

Tab. 7.10: Maßgebende Böschungsneigung  $\max \beta_{\text{NEU}}$ , Tiefe der kritischen Gleitfuge  $d_{\text{krit}}$  und Größe der erforderlichen Strukturfestigkeit  $\text{erf } c'_s$  für den Nachweis von BZ 2

$$\begin{array}{llll} \gamma' = & 11 & \text{kN/m}^3 & z_A = 0,84 \text{ m} \\ \gamma_w = & 10 & \text{kN/m}^3 & \varphi' = 30^\circ \end{array}$$

1	2	3	4	5
h [m]	$\max \beta_{\text{NEU}} [^\circ]$	b [1/m]	$d_{\text{krit}}$ [m]	$\text{erf } c'_s [\text{kN/m}^2]$
3	22,7	33	0,139	4,58
30	30,0	23	0,471	4,85

Beim Nachrechnen von BZ 2 zeigt sich, dass der Ausnutzungsgrad  $\mu$  für eine Gleitfugentiefe von  $d_{\text{krit}}$  (Spalte 4) und für die zugehörige Strukturfestigkeit  $\text{erf } c'_s$  (Spalte 5) deutlich kleiner als eins ist. In Abb. 7.17 sind die Berechnungsergebnisse graphisch aufgetragen. Die Strukturfestigkeit wurde im Rahmen einer Optimierung so lange variiert, bis sich ein Ausnutzungsgrad von rd. eins ergab.

Dieser Unterschied zu den Werten nach Tabelle 7.10 ergibt sich aus der Berechnung für den vereinfachten ebenen Ansatz nach Gleichung 7.18. Beim Nachrechnen von BZ 2 wurde zur Berechnung eine hangparallele Gleitfuge mit der Tiefe  $d_{\text{krit}}$  vorgegeben. An die böschungsp parallele Gleitfuge schließen jeweils oben und unten noch kreisförmige Abschnitte an, die im vereinfachten ebenen Ansatz unberücksichtigt bleiben. Diese Ungenauigkeit des ebenen Ansatzes macht sich insgesamt durch geringere Werte von  $c'_s$  für einen Ausnutzungsgrad von  $\mu = 1,0$  bemerkbar. Die nach Gleichung 7.18 berechneten Werte liegen jedoch auf der sicheren Seite.

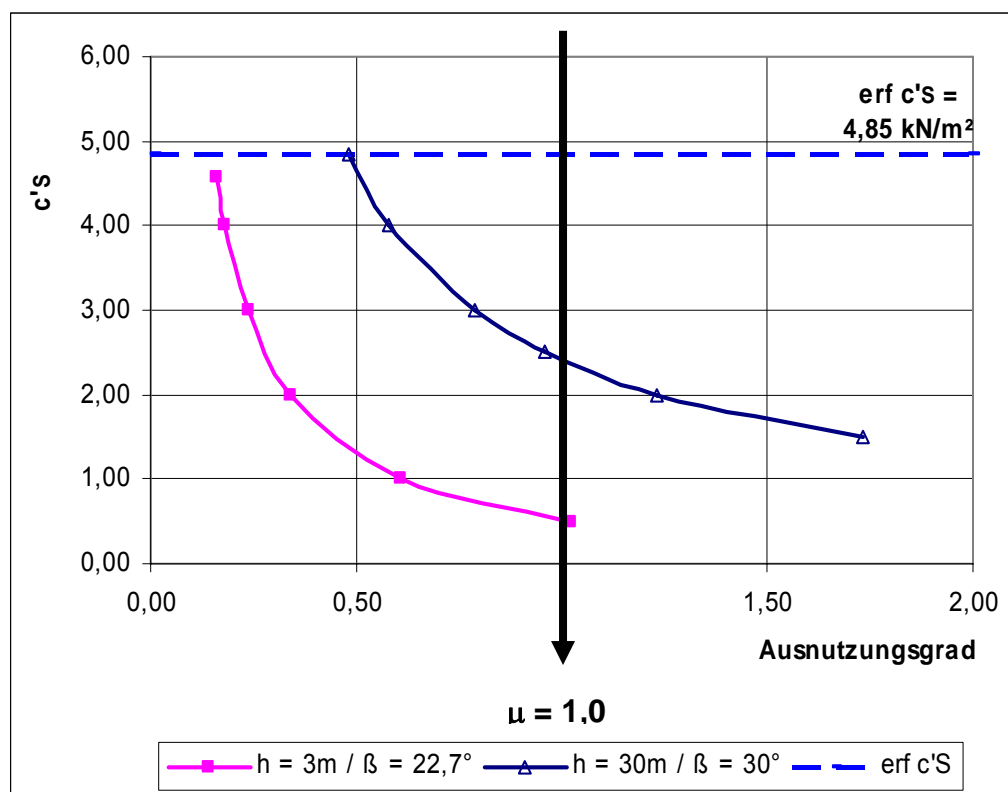


Abb. 7.17: Berechnung BZ 2 für eine Gleitlinie in der Tiefe  $d_{krit}$  bei Variation der Strukturfestigkeit  $c's$ , verschiedene Böschungshöhen

Generell gilt, je geringer die Böschungshöhe, desto größer ist der Einfluss der hydrodynamischen Einwirkungen und desto flacher muss die Böschung ausgebildet werden. Ist die Böschung jedoch flacher, so ist auch nur ein geringer Wert für  $c's$  erforderlich, um im BZ 2 einen Ausnutzungsgrad von  $\mu = 1,0$  zu erreichen. Für höhere Böschungen und steilere Böschungsneigungen ist die Strukturfestigkeit für stabile Böschungen mit  $\mu \leq 1,0$  entsprechend größer anzunehmen. Ein oberer Grenzwert der Strukturfestigkeit, für den die Abbauböschung immer stabil ist ( $\mu < 1$ ), ergibt sich aus Gleichung 7.18, wobei der Definitionsbereich nach Gleichung 7.19 bzw. 7.20 zu berücksichtigen ist.

Aus den vorstehenden Überlegungen wird in Abschnitt 8 ein Konzept für den Nachweis der Standsicherheit von Abbauböschungen im Nassabbau von Sand und Kies entwickelt und formuliert.

## 8 Vorschlag für den Nachweis der Standsicherheit von Abbauböschungen in Sand und Kies unter Wasser

Als Ergebnis der in dieser Arbeit enthaltenen Analysen zur Standsicherheit von Böschungen an Sand- und Kiesgruben im Nassabbau wird nachfolgend ein Konzept für den Standsicherheitsnachweis vorgestellt, in dem auch hydrodynamische Einwirkungen berücksichtigt werden. Der prinzipielle Ablaufplan in Abb. 8.1 erlaubt eine einfache und strukturierte Übersicht über das Nachweiskonzept.

Zunächst sollte eine Vorbemessung mit der Beziehung

$$\max \beta < \arctan(0,5 \cdot \tan \varphi') \quad (\text{Gl. 8.1})$$

durchgeführt werden. Im Rahmen der Vorbemessung kann der Reibungswinkel  $\varphi'$  aus Erfahrungswerten z.B. nach EAU (2004) oder aus DIN 1055 (1976) abgeleitet werden. Ist eine größere Genauigkeit der bodenmechanischen Parameter gewünscht, sollte der Reibungswinkel versuchstechnisch bestimmt werden. Die versuchstechnische Bestimmung erfolgt z.B. indirekt durch Sondierungen oder labortechnisch mit Scherversuch oder Triaxialversuch. Der nach Gleichung 8.1 ermittelte Böschungswinkel  $\max \beta$  gilt für den Unterwasserbereich und ist dort zugleich ein unterer Grenzwert der möglichen steilsten und zugleich standsicheren Böschungsneigung. Für den Fall, dass diese Böschungsneigung für eine wirtschaftliche und ressourcenschonende Gestaltung des Abbaus geeignet ist, ist die Berechnung an dieser Stelle bereits abgeschlossen. Falls die nach Gleichung 8.1 ermittelte Böschungsneigung nicht zufrieden stellend ist, kann in einem nächsten Schritt eine Optimierung der Böschungsneigung vorgenommen werden.

Bei Bemessung der Böschung mit den in dieser Arbeit entwickelten Ansätzen ergibt sich ein oberer Grenzwert für die rechnerisch steilste standsichere Böschungsneigung im Unterwasserbereich. Um eine Bemessung durchführen zu können, sind vorab die Randbedingungen und daraus die bemessungswirksamen Eingangsparameter nach Tabelle 8.1 zu ermitteln und Einzelheiten ggf. mit der Genehmigungsbehörde abzustimmen.

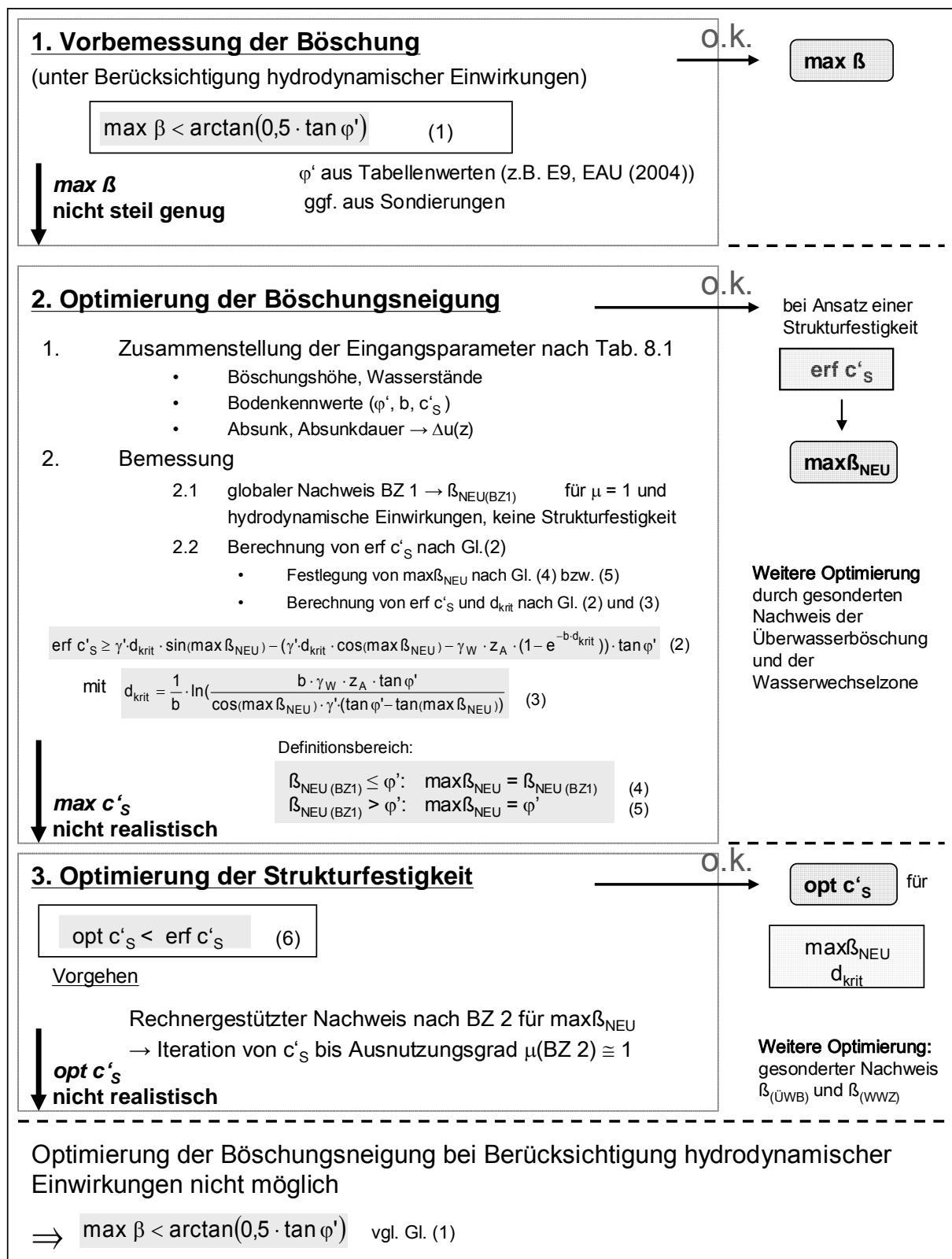


Abb. 8.1 Prinzipieller Ablaufplan des Nachweises der Standsicherheit von Abbauböschungen in Sand und Kies unter Wasser nach E DIN 4084 (2002) unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen

Tab. 8.1: Zusammenstellung von Randbedingungen und den daraus abzuleitenden bemessungswirksamen Eingangsparametern für die Optimierung der Böschungsneigung

	Randbedingungen	Eingangsparameter
<b><u>Geometrie</u></b>	Größe des Abbaufelds Grundriss des Abbaufelds Höhe der Böschung	$\left. \begin{array}{l} F_{\text{eff}} \\ z_{A(\text{Wind})}, t_{A(\text{Wind})} \\ h \end{array} \right\}$
<b><u>Hydrologie</u></b>	Grundwasserstand Grundwasserfließrichtung Grundwasserfließgefälle jahreszeitliche Schwankungen des Grundwassers	$\left. \begin{array}{l} h_{\text{AW}}, h_{\text{GW}}, \Delta h, \\ z_{A(\text{nat})}, t_{A(\text{nat})} \end{array} \right\}$
<b><u>Bodenmechanik</u></b>	Reibungswinkel Strukturefestigkeit Wichte Wasserdurchlässigkeit Sättigungsgrad Steifemodul Porenvolumen	$\left. \begin{array}{l} \varphi' \\ c'_s \\ \gamma, \gamma' \\ k_B \\ S \\ E_s \\ n \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{für } b \\ \text{und mit } t_A \text{ und } z_A \\ \text{ergibt sich } \Delta u(z) \end{array}$
<b><u>Abbaubetrieb</u></b>	Einwirkungen	$z_{A(\text{Abbau})}, t_{A(\text{Abbau})}$
<b><u>sonstige</u></b> <b><u>Einwirkungen</u></b>	ständige Lasten Verkehrslasten Betriebslasten Windlasten Erdbeben	$\left. \begin{array}{l} P \\ q \\ \lambda \\ H_e \end{array} \right\}$
<b><u>einzuhaltende</u></b> <b><u>Vorschriften</u></b>	Teilsicherheitsbeiwerte Sicherheitsabstände	$\gamma_F, \gamma_R$ $a$
<b><u>Sicherheitsniveau</u></b>	Sicherheiten bzw. Ausnutzungsgrade	$\eta$ bzw. $\mu$

Zunächst werden die geometrischen und hydrologischen Gegebenheiten zusammengestellt. Angaben zur Hydrologie können bei den jeweils zuständigen Landesämtern erfragt werden. Aus der Abbaumächtigkeit der Lagerstätte ergibt sich die spätere Böschungshöhe  $h$ , hydrogeologische Angaben geben Auskunft über die Lage von Grundwasser- und Außenwasserstand ( $h_{\text{GW}}, h_{\text{AW}}, \Delta h$ ), über Strömungsverhältnisse in der Böschung und über den Flurabstand zwischen Grundwasser und Geländeoberkante. Ist dieser Flurabstand groß, so muss ein gesonderter Standsicherheitsnachweis für die Böschung im Überwasserbereich geführt wer-

den. Die Größe jahreszeitlicher Schwankungen des Grundwassers gibt Auskunft über die anzusetzenden Werte von  $z_{A(nat)}$  und  $t_{A(nat)}$ .

Größe und Grundriss des Abbaufeldes bestimmen die Windbelastung an den Böschungen. Für die Berechnung notwendige Winddaten können z.B. den statistischen Unterlagen des Deutschen Wetterdienstes entnommen werden. Mit Angaben zur effektiven Windwirklänge  $F_{eff}$  und zur Windgeschwindigkeit  $\lambda$  kann die Größenordnung von  $z_{A(Wind)}$  und  $t_{A(Wind)}$  bestimmt werden.

Die Genauigkeit des rechnerischen Nachweises ist abhängig von der Zuverlässigkeit der angesetzten bodenmechanischen Parameter. Werden mittlere Bodenkennwerte für die Scherfestigkeiten  $\phi'$  aus Tabellen entnommen, so können sich bei einer späteren Durchführung von Baugrunduntersuchungen sowohl kleinere als auch größere Versuchswerte ergeben. Für die Festlegung der tatsächlich vorhandenen bodenmechanischen Kennwerte ist zunächst ein ausführliches Versuchsprogramm zur Baugrunderkundung zu veranlassen. Tatsächlich vorliegende Bodenkennwerte erhält man aus Felduntersuchungen und bodenmechanischen Laborversuchen. Die Strukturfestigkeit  $c'_s$  ist labortechnisch nur schwer nachzuweisen, hier könnte im konkreten Fall die bereits erwähnte Feldstudie (s. Abschn. 7.2.5) Aufschluss über die Größenordnung der vorhandenen Strukturfestigkeit geben. Die bodenmechanische Ermittlung von Steifemodul  $E_s$ , Porenvolumen  $n$ , Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  und Sättigungsgrad  $S$  dient der Bestimmung des  $b$ -Werts und damit der Berechnung des Porenwasserüberdrucks  $\Delta u(z)$ . Je genauer diese Werte ermittelt werden, desto genauer kann auch der  $b$ -Wert abgeschätzt werden. Ganz allgemein gilt: Je durchlässiger das Böschungsmaterial, desto geringer ist der Einfluss der Druckdämpfung auf die Standsicherheit einer Böschung, denn eine größere Wasserdurchlässigkeit bedingt einen kleineren  $b$ -Wert und je kleiner der  $b$ -Wert, desto geringer ist auch der Porenwasserüberdruck (Abschnitt 7.1.2).

Im rechnergestützten Programmsystem wird die Druckdämpfung über den spezifischen Speicherkoeffizienten  $S_s$  erfasst.  $S_s$  ist nach Gleichung 7.1 sowohl vom  $b$ -Wert als auch vom  $k_B$ -Wert abhängig. Bei einer geringen Durchlässigkeit des Böschungsmaterials ist der  $k_B$ -Wert klein, bei wasserdurchlässigeren Böden dagegen entsprechend größer. Der  $b$ -Wert wird abhängig von der mittleren Wassertiefe  $h_0$  aus einem Bemessungsdiagramm nach Anhang A3 abgelesen. Bei sonst gleichen Randbedingungen ist der  $b$ -Wert umso größer, je undurchlässiger der Boden ist. Für eine Böschungshöhe ergeben sich durch die Kombination von  $k_B$  und  $b$  für den relevanten Wertebereich der Wasserdurchlässigkeiten  $S_s$ -Werte in ungefähr gleicher Größenordnung (Tabelle 7.4). Um Porenwasserüberdrücke im Standsicherheitsnachweis zu berücksichtigen ist die Ermittlung eines exakten  $b$ -Wertes damit eher von

untergeordneter Bedeutung, solange eine zuverlässige Angabe des  $k_B$ -Werts vorausgesetzt wird.

Bei der Abschätzung der erforderlichen Strukturfestigkeit  $c'_s$  spielt der  $b$ -Wert eine größere Rolle. In Abschnitt 7.2.3 konnte gezeigt werden, dass die Größe von  $c'_s$  davon abhängt, ob Porenwasserdruck die Böschung belastet ( $b > 1$ ) oder zu vernachlässigen ist ( $b = 1$ ). Die Ermittlung des  $b$ -Werts ist für die Abschätzung der erforderlichen Strukturfestigkeit unabhängig vom  $k_B$ -Wert. Vielmehr ist der  $b$ -Wert umso größer, je geringer die maßgebende Absinkzeit  $t_A$  ist. Nach Abb. 7.15 bedingt ein großer  $b$ -Wert zusammen mit einem großen Reibungswinkel des Böschungsmaterials eine entsprechend große erforderliche Strukturfestigkeit. Die Größe von  $c'_s$  kann umso genauer bestimmt werden, je genauer  $b$ -Wert und Reibungswinkel  $\varphi'$  bekannt sind. Die erforderliche Strukturfestigkeit im Grenzfall  $\beta = \varphi'$  ist unabhängig von  $b$ .

Für den Standsicherheitsnachweis sind alle Einwirkungen zusammenzustellen, wobei ständige Lasten, Verkehrslasten und Betriebslasten den Empfehlungen EAB (1994) bzw. EAU (2004) entnommen werden können. Über die Größe des von den Abbauwellen erzeugten Absinks  $z_{A(\text{Abbau})}$  und der zugehörigen Absinkdauer  $t_{A(\text{Abbau})}$  stehen z.Zt. noch keine gesicherten Angaben zur Verfügung. Wahrscheinlich sind  $z_{A(\text{Abbau})}$  und  $t_{A(\text{Abbau})}$  von der Abbaumethode abhängig. Messungen können Aufschluss über die anzusetzende Größenordnung geben.

Vor Beginn der Berechnungen ist mit den Genehmigungsbehörden ein Sicherheitsniveau abzustimmen. Eventuell kann bei der Festlegung des Sicherheitsniveaus eine Abhängigkeit von der Lage des Abbaus (z.B. in direkter Nachbarschaft eines Ackers oder einer Autobahn) und vom gewählten Abbaugerät (schonender bzw. nicht schonender Abbau) berücksichtigt werden, so dass von den Aufsichtsbehörden immer eine Einzelfallentscheidung getroffen werden kann. Im Ablaufplan (Abb. 8.1) sind Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 (2005) an entsprechender Stelle zu berücksichtigen.

Sind die Randbedingungen soweit geklärt, kann die eigentliche Optimierung der Böschungsneigung der Unterwasserböschung vorgenommen werden. Dazu wird zunächst die globale Standsicherheit (BZ 1) der Böschung nachgewiesen. Ermittelt wird derjenige Böschungswinkel  $\beta = \beta_{\text{NEU}(BZ1)}$  der Unterwasserböschung, für den der Ausnutzungsgrad der Bodenfestigkeit unter Berücksichtigung der hydrodynamischen Einwirkungen gerade  $\mu = 1,0$  ist. Eine Strukturfestigkeit wird dabei nicht angesetzt. Der so ermittelte Böschungswinkel wird in der Regel größer sein als der nach Gleichung 8.1 ermittelte.

Im nächsten Schritt wird überprüft, welche Strukturfestigkeit erforderlich ist, um das Abgleiten der Böschung beim Nachweis der böschungsp parallelen Gleitfuge (BZ 2) zu verhindern. Dazu

wird BZ 2 für den in BZ 1 global festgelegten Böschungswinkel überprüft. Sofern dieser Wert kleiner ist als die dem anstehenden Boden zugesprochene Scherfestigkeit, kann die Böschungsneigung beibehalten werden. Andernfalls ist der globale Böschungswinkel nach Gleichung 8.3 herabzusetzen.

$$\beta_{\text{NEU (BZ1)}} \leq \varphi': \quad \max \beta_{\text{NEU}} = \beta_{\text{NEU (BZ1)}} \quad (\text{Gl. 8.2})$$

$$\beta_{\text{NEU (BZ1)}} > \varphi': \quad \max \beta_{\text{NEU}} = \varphi' \quad (\text{Gl. 8.3})$$

Der Nachweis der böschungsp parallelen Gleitfuge wird dann unter Berücksichtigung der hydrodynamischen Einwirkungen und mit Ansatz einer Strukturfestigkeit  $\text{erf } c'_s$  geführt. Die maßgebende Gleitfuge liegt in der Tiefe  $d_{\text{krit}}$  für  $\max \beta_{\text{NEU}}$ :

$$d_{\text{krit}} = \frac{1}{b} \cdot \ln \left( \frac{b \cdot \gamma_W \cdot z_A \cdot \tan \varphi'}{\cos(\max \beta_{\text{NEU}}) \cdot \gamma' \cdot (\tan \varphi' - \tan(\max \beta_{\text{NEU}}))} \right) \quad (\text{Gl. 8.4})$$

Die erforderliche Strukturfestigkeit ergibt sich damit zu:

$$\text{erf } c'_s \geq \gamma' \cdot d_{\text{krit}} \cdot \sin(\max \beta_{\text{NEU}}) - (\gamma' \cdot d_{\text{krit}} \cdot \cos(\max \beta_{\text{NEU}}) - \gamma_W \cdot z_A \cdot (1 - e^{-b \cdot d_{\text{krit}}})) \cdot \tan \varphi' \quad (\text{Gl. 8.5})$$

In der Regel wird der im BZ 2 mit  $\text{erf } c'_s$  ermittelte Ausnutzungsgrad kleiner als eins sein, so dass die Böschung für die nach Gleichung 8.5 berechnete Strukturfestigkeit in jedem Fall standsicher ist (vgl. Abb. 7.17). Sofern dieser Wert von  $\text{erf } c'_s$  gewährleistet ist (Rücksprache mit der Genehmigungsbehörde), ist die Unterwasserböschung unter einer Neigung von  $\max \beta_{\text{NEU}}$  standsicher.

In einem weiteren Schritt kann zusätzlich noch eine Optimierung der Größe von  $c'_s$  erfolgen, indem die Strukturfestigkeit im rechnergestützten Nachweis nach BZ 2 so lange herabgesetzt wird, bis ein Ausnutzungsgrad von  $\mu = 1,0$  erreicht wird. Die Lage der maßgebenden Gleitfläche in der Tiefe  $d_{\text{krit}}$  wird beibehalten. In der Regel sind die so ermittelten Werte  $\text{opt } c'_s$  deutlich geringer als der Wert  $\text{erf } c'_s$  nach Gleichung 8.5. Ist eine Strukturfestigkeit in der Größe von  $\text{opt } c'_s$  für das Böschungsmaterial gewährleistet, so ist die Unterwasserböschung mit einem Böschungswinkel von  $\max \beta_{\text{NEU}}$  standsicher. Sofern das anstehende Böschungsmaterial nicht mit einer Strukturfestigkeit von  $\text{opt } c'_s$  beschrieben werden kann, ist eine Optimierung der Böschungsneigung im Unterwasserbereich nicht möglich und die Böschung muss unter einer Neigung von  $\max \beta$  nach Gleichung 8.1 ausgeführt werden.

Wie bereits gezeigt, gilt das dargestellte Bemessungskonzept für den Nachweis der Unterwasserböschung. Der endgültige Nachweis beinhaltet weiterhin den rechnerischen Nachweis der Wasserwechselzone und des Überwasserbereichs. Da die Wasserwechselzone ganz



allgemein ein sehr sensibler Bereich jeder Unterwasserböschung ist, muss hier im Zweifelsfall immer eine gebrochene Böschungslinie angeordnet werden. Eine Abflachung der Neigung auf Werte gemäß Gleichung 8.1 soll Rutschungen oder Erosionsvorgänge in der Wasserwechselzone möglichst gering halten. Die Überwasserböschung kann gemäß den ermittelten Festigkeiten aus dem Baugrunduntersuchungsprogramm steiler ausgeführt werden.

In Abb. 8.2 und 8.3 wird beispielhaft das Profil einer optimierten Böschung ( $\max \beta_{\text{NEU}}$ ) dargestellt und mit dem Vorbemessungsprofil ( $\max \beta$ ) verglichen.

Es zeigt sich, dass bei einer Abbauböschung mit kleiner Überwasserzone erhebliche Rohstoffmengen in der Unterwasserzone gewonnen werden können. Befindet sich ein großer Teil der Böschung über Wasser, so können durch die optimierte Böschungsneigung auch in diesem Bereich mehr Rohstoffe abgebaut werden.

Für den konkreten Fall einer 30 m hohen Böschung bedeutet das, dass sich für die Vorbemessung bei einem Reibungswinkel von  $\varphi' = 30^\circ$  eine Böschungsneigung von  $\max \beta = 16,1^\circ$  ergibt. Betrachten wir zunächst eine Böschung die vollständig unter Wasser steht. Für eine Böschungsneigung von  $\max \beta = 16,1^\circ$  verbleiben rd. 1500 m<sup>3</sup>/m Rohstoffe in der Böschung. Wird die Standsicherheit nach dem in dieser Arbeit vorgestellten Nachweiskonzept überprüft, so ist die Böschung auch unter einer Neigung von  $\max \beta_{\text{NEU}} = 30^\circ$  standsicher. In diesem Fall verbleiben nur rd. 700 m<sup>3</sup>/m Rohstoffe in der Böschung. Damit könnten rd. 800 m<sup>3</sup>/m mehr Sande und Kiese aus der Lagerstätte abgebaut werden. Steht die Böschung zu 2/3 unter Wasser, so beträgt die Höhe der Unterwasserböschung rd. 20 m und die Höhe der Überwasserböschung rd. 10 m. Auch in diesem Fall verbleiben für eine Böschungsneigung von  $\max \beta = 16,1^\circ$  rd. 1500 m<sup>3</sup>/m Rohstoffe in der Böschung. Die Unterteilung in eine Überwasser- und eine Unterwasserzone erlaubt es, die Unterwasserböschung z.B. mit einer Neigung von  $\beta_{\text{NEU}} = 30^\circ$  auszuführen und die Überwasserböschung mit einer Neigung von  $\beta_{(\text{ÜWZ})} = 33^\circ$ . In diesem Fall verbleiben nur rd. 500 m<sup>3</sup>/m der Rohstoffe in der Böschung, so dass sogar rd. 1000 m<sup>3</sup>/m Rohstoffe zusätzlich aus der Lagerstätte gewonnen werden können.



## 9 Zusammenfassung und Ausblick

Der Standsicherheitsnachweis von Unterwasserböschungen, wie sie im Sand- und Kiesabbau vorkommen, wird nach DIN 4084 (1981) bzw. E DIN 4084 (2002) und unter Berücksichtigung der Genehmigungsvorgaben der einzelnen Bundesländer geführt. Soweit überhaupt ein rechnerischer Nachweis der Standsicherheit geführt wird (und nicht die maßgebende Böschungsneigung anhand von Erfahrungswerten festgelegt wird) ist diese Vorgehensweise allgemein akzeptiert. Oft ist das Ergebnis aber nicht zufrieden stellend. Häufig ist zu entscheiden, ob der Abbau sicher und zugleich auch wirtschaftlich sein soll. Häufig wird der Sicherheit der Vorzug gegeben. Daraus ergibt sich, dass Endböschungen an Entnahmestellen flacher ausgeführt werden als es eigentlich erforderlich wäre; ein wirtschaftlicher und ressourcenschonender Abbau ist unter Umständen nicht mehr gewährleistet. Dies Problem kann durch die Festlegung eines auf den Einzelfall zugeschnittenen Sicherheitsniveaus umgangen werden.

Ziel dieser Arbeit war es, mit Hilfe von theoretischen Überlegungen die Defizite herkömmlicher Böschungsbruchberechnungen bei Unterwasserböschungen aufzuzeigen und ein einfaches, in der Praxis anwendbares Konzept zur Bestimmung der Standsicherheit von Endböschungen im Nassabbau zu erarbeiten.

Dazu wurden zunächst alle Einwirkungen auf Abbauböschungen zusammengestellt und bewertet. Insbesondere die Belastung infolge hydrodynamischer Einwirkungen (wie Abbauwellen, Windwellen und natürliche Wasserspiegelschwankungen) haben zwar einen Einfluss auf die Standsicherheit der Böschung, werden aber im üblichen Nachweis nach DIN 4084 nicht erfasst. Lediglich der vereinfachte Ansatz einer böschungsp parallelen Strömung, der zu einer Böschungsneigung  $\beta < \varphi'/2$  führt, wird zur Berücksichtigung nicht schonender Abbauvorgänge von einigen Landesämtern als Richtwert zur Gestaltung von Endböschungen vorgegeben. Schon hier wird klar, dass bei solchen Böschungsneigungen u.U. große Mengen der Rohstoffe in den Böschungen verbleiben, die im Falle einer sicheren und wirtschaftlichen Böschung noch gewonnen werden könnten.

Zur Lösung des Problems lag es nahe, die hydrodynamischen Einwirkungen physikalisch zu beschreiben und in der Grenzzustandsgleichung nach DIN 4084 zu berücksichtigen. Dazu wurde insbesondere die ausführliche Forschungsarbeit der BAW bezüglich der Böschungs- und Sohlsicherung von Binnenwasserstraßen auf die Verhältnisse in Baggerseen übertragen. Alle Ausführungen zu den geotechnischen Standsicherheitsnachweisen von Unterwasserböschungen in der vorliegenden Arbeit unterstellen die Richtigkeit des von Köhler (1989) empirisch hergeleiteten Porenwasserüberdruckansatzes. Dieser Ansatz wurde für die spe-

ziellen Randbedingungen an Abbauböschungen modifiziert und im Rahmen der vorliegenden Arbeit ist es gelungen, rechnergestützte Standsicherheitsberechnungen mit dem Lamellenverfahren unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen durchzuführen.

Durch die Analyse des Gesamtsystems der Abbauböschung sollte ein Bemessungskonzept entwickelt werden, in dem die Strömungsvorgänge in der Böschung berücksichtigt werden und in dem auch das technische Arbeitsprinzip des Abbaugeräts mit einbezogen werden kann. Bodenparameter, Abbau- und Windbelastung bzw. geometrische Randbedingungen mussten vor Beginn der Analysen sinnvoll festgelegt werden. Da keine Messungen für diese Parameter vorlagen und auch in der Literatur keine Angaben diesbezüglich gefunden wurden, wurden die wichtigsten Grundwerte aufgrund theoretischer Überlegungen angenommen. Analysiert wurden drei Bruchzustände: die globale Standsicherheit (BZ 1), die lokale Standsicherheit auf einer böschungsp parallelen Gleitlinie (BZ 2) und Bruchvorgänge in der Wasserwechselzone (BZ 3).

Es konnte gezeigt werden, dass die Böschungsoberfläche in großem Maße von hydrodynamischen Einwirkungen beansprucht wird. Die Einflüsse aus Wellen und schnellem Absunk wirken sich sowohl beim Nachweis der globalen Standsicherheit als auch beim Nachweis lokaler Bruchzustände aus. Insbesondere beim Nachweis der lokalen Standsicherheit zeigt sich anhand physikalischer Überlegungen, dass eine stabile Böschungsneigung nur für den Fall existiert, in dem eine Kohäsion und/oder Strukturfestigkeit des Böschungsmaterials gewährleistet ist. Eine solche Strukturfestigkeit darf aber nur für ungestörtes Material angesetzt werden. Das technische Arbeitsprinzip der Abbaugeräte hat also letztendlich einen großen Einfluss auf die rechnerisch standsichere Böschungsneigung.

Die in der Theorie entwickelten Zusammenhänge konnten auch im rechnergestützten Nachweisformat mit dem Lamellenverfahren nachvollzogen werden. Letztlich konnten die vorliegenden Untersuchungsergebnisse dazu genutzt werden, ein Nachweiskonzept unter Ansatz hydrodynamischer Einwirkungen und unter Berücksichtigung vorhandener Strukturfestigkeiten des Böschungsmaterials zu entwickeln, welches eine Optimierung der Neigung von Abbauböschungen ermöglicht.

Überdies kann die vorliegende Arbeit einen Beitrag zur Definition eines angemessenen Sicherheitsniveaus leisten. Nach DIN 4084 in der Entwurfsfassung von 2002 ist der Nachweis der Böschungsstandsicherheit nach dem Teilsicherheitskonzept zu führen. Die auf Einwirkungen und Widerstände anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte sind in DIN 1054 (2005) festgelegt. Das Sicherheitsniveau wird über den Ausnutzungsgrad  $\mu$  festgelegt, der nach DIN 1054 (2005) immer kleiner als 1,0 sein muss. Mit dieser Vorgabe und unter Berücksichtigung der  $\gamma_i$  nach DIN 1054 (2005) ist ein Versagen der Böschung so gut wie ausgeschlossen. Die-

ses hohe Sicherheitsniveau ist in Fällen, in denen ein Versagen Menschenleben gefährden oder hohe materielle Verluste nach sich ziehen würde, sicherlich gerechtfertigt. Bei Abbauböschungen z.B. neben einem Acker kann aber durchaus geprüft werden, ob es möglich ist, das Sicherheitsniveau für den Nachweis der Standsicherheit der Abbauböschung so festzulegen, dass eine für den konkreten Fall akzeptierbare Versagenswahrscheinlichkeit eingehalten werden kann.

Diese ist letztendlich z.B. durch eine Risikobewertung festzulegen. Bei der Anwendung der Methode der Risikosimulationsrechnung (Ziegler, 2002) werden die geometrischen und physikalischen Eingangsparameter mit ihren Streuungen in allen möglichen Kombinationen in die Grenzzustandsgleichung für den Böschungsbruch eingesetzt. Aus der Bewertung des Einflusses der Eingangsparameter auf die Standsicherheit (Sensitivitätsanalyse) ergibt sich die angemessene Versagenswahrscheinlichkeit, das Produkt aus Versagenswahrscheinlichkeit und möglicher Schadenshöhe bildet dann das Risiko. Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit können die Grundlage einer Risikobewertung sein und so weitergehende Entscheidungshilfen für Abbautreibende und Aufsichtsbehörde geben.

Mit dem hier beschriebenen Ansatz ist es gelungen, zumindest die maßgebenden Einflüsse auf die Standsicherheit von Abbauböschungen aufzuzeigen und die Größenordnung einer für die Stabilität dieser Böschungen erforderlichen Strukturfestigkeit  $c'_s$  abzuschätzen. Wenngleich viele Fragen ungeklärt bleiben, so ist doch deutlich geworden, dass diese theoretischen Überlegungen einen Beitrag zur effektiveren Ausgestaltung der Böschungen an den Abbaugrenzen von Gewinnungsseen leisten können. Die Weiterarbeit an dieser Thematik und insbesondere die Durchführung entsprechender Felduntersuchungen sind daher aus Sicht der Verfasserin lohnend.



## 10 Literatur

ABAO 122/1 (1973): Bergbausicherheit im Bergbau über Tage, Gesetzesblatt der DDR, Sonderdruck Nr. 768

ADERHOLD, G. (2001): Standsicherheit von hessischen Tagebauen, Zeitschrift für angewandte Geologie ZAG 47/1, S.34-37

ALBERTS, D. (2001): Porenwasserdruckmessungen in teilgesättigtem Sand der Unterwasserböschungen am Nord-Ostsee-Kanal, 3. Workshop Teilgesättigte Böden, Weimar

BALKE, K.-D., BEIMS, U., HEERS, F. W., HÖLTING, B., HOMRIGHAUSEN, R., MATTHES, G. (2000): Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 4: Grundwassererschließung, Gebrüder Borntraeger, Berlin, Stuttgart

BAW (2004): Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Nr. 87, Eigenverlag, Karlsruhe

BENSON, J. (1996): Eingriffs- und Ausgleichsregelung bei Nassabgrabungen von Kies und Sand, Hrsg.: Industrieverband Steine und Erden Neustadt/Weinstr. e.V.

BISHOP, A. W. (1952): The stability of earth dams, Ph. D. Thesis University of London

BISHOP, A. W. (1954): The use of the slipcircle in the analysis of slopes, Proc. Europ. Conf. on Stability of earth slopes, Vol. 1, Stockholm

BISHOP, A. W.; BLIGHT, G. E. (1963): Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils, Géotechnique, Vol. 13, S. 177-197, London

BOROWICKA, H. (1970): Ein statisch einwandfreies Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit einer Böschung, Bauingenieur 45, S. 307-313

BÖRßKAMP, K. H. (1976): Seedeichbau Theorie und Praxis, Vereinigung der Nassbaggerunternehmen e.V., Hamburg

BÖTTGER, M.; HÖTZL, H.; KRÄMER, F. (1978): Die landschaftliche Gestaltung von Materialentnahmestellen – 2. Die Standsicherheit von Böschungen in Sand- und Kiesgruben, Beihefte zu den Veröffentlichungen für Naturschutz und Landespflege in Baden-Württemberg Heft 13, Hrsg.: Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Institut für Ökologie und Naturschutz, Karlsruhe

BRAUNS, H.-P.; PAHL, G. (2002): Die deutsche Kies- und Sandindustrie 2001, in: Taschenbuch für Bergingenieure 2003, S. 60-67, Verlag Glückauf GmbH, Essen

BUNDESVERBAND STEINE UND ERDEN (1997): Genehmigungsverfahren für Anlagen zur Gewinnung von Steinen und Erden im Überblick

BUSCH, K.-F.; LUCKNER, L.; TIEMER, K. (1993): Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 3: Geohydraulik, 3. Auflage, Hersg.: Matthes. Gebrüder Börnträger, Berlin, Stuttgart

BUß, J. (2000): Handbuch GGU-PLGW, Version 6, Copyright Prof. Dr.-Ing. Johann Buß, Braunschweig

BUß, J. (2001): Handbuch GGU-SS-FLOW2D, Version 7, Copyright Prof. Dr.-Ing. Johann Buß, Braunschweig

BUß, J. (2002): Handbuch GGU-TRANSIENT, Version 4, Copyright Prof. Dr.-Ing. Johann Buß, Braunschweig

BUß, J. (2004): Handbuch GGU-STABILITY, Version 6, Copyright Prof. Dr.-Ing. Johann Buß, Braunschweig

CUR-TAW (1992): Guide for Design of River Dikes Volume 1 – Upper River Area, Hrsg.: Centre for civil engineering research and codes (CUR), Technical advisory committee on water defences (TAW), Report 142, Eigenverlag, Gouda/NL

CZUCK, G.; FITZNER, G. KULOZIK, U. (1989): Steinbrüche, Kies- und Sandgruben, Schriftenreihe der Steinbruchs-Berufsgenossenschaft, Ausgabe 1989/18, ZH 1/6

DANIELS, A. (1996): Untersuchung zur Restkiesgewinnung aus Sand- und Kieslagerstätten, Dissertation Technische Hochschule Aachen

DAVIDENKOFF, R. (1964): Deiche und Erddämme, Werner-Verlag, Düsseldorf

DE GROOT, M. B. et al. (1988): The interaction between soil, water and bed or slope protection, in: Modelling Soil-Water-Structure Interactions, Edited by Kolkman et al.; A. A. Balkema, Rotterdam

DIN 1054 (1976): Zulässige Belastung des Baugrunds, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin

DIN 1054 (2005): Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin



DIN 1055 Teil 2 (1976): Lastannahmen für Bauten; Bodenkenngrößen, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag GmbH, Berlin.

DIN 1055 Teil 3 (1971): Lastannahmen für Bauten; Verkehrslasten, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag GmbH, Berlin

DIN 4084 (1981): Gelände- und Böschungsbruchberechnungen, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin

Beiblatt 1 zu DIN 4084 (1981): Gelände- und Böschungsbruchberechnungen - Erläuterungen, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin

Beiblatt 2 zu DIN 4084 (1983): Gelände- und Böschungsbruchberechnungen - Berechnungsbeispiele, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin

DIN V 4084-100 (1996): Böschungs- und Geländebruchberechnungen - Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin

E DIN 4084 (2002): Baugrund – Geländebruchberechnungen, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin

DIN 4124 (1981): Baugruben und Gräben; Böschungen, Arbeitsraumbreite, Verbau, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag GmbH, Berlin

DIN 18130-1 (1998): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Teil 1: Laborversuche, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag GmbH, Berlin

DINGETHAL, F.J.; JÜRGING, P.; KAULE, G.; WEINZIERL, W. (1998): Kiesgrube und Landschaft, Verlag Ludwig Auer, Donauwörth

DIPP, S.; KAUFMANN, H. (2001): Sonderbericht Berechnung von Hektarerträgen zu den GEP-Flächen im Regierungsbezirk Düsseldorf auf Grundlage des Projekts „Wirtschaftlich nutzbare Sand- und Kiesvorkommen am Niederrhein“. Kies und Sand am Niederrhein, Nordrhein-Westfalen Informationssystem Rohstoffkarte, Geologischer Dienst NRW

DVWK-Regeln (1992): Gestaltung und Nutzung von Baggerseen, Regeln zur Wasserwirtschaft, Heft 108, Verlag Paul Parey

EAB (1994): Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben – EAB 1994, 3. Auflage, Ernst & Sohn

EAK (1993): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke, Die Küste, Heft 55, 1993

EAU (1990): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen – EAU 1990, 8. Auflage, Hrsg.: Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn

EAU (2004): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen – EAU 2004, 10. Auflage, Hrsg.: Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn

ESRIG, M. J.; KIRBY, R. C. (1977): Implications of gas content for predicting the stability of submarine slopes, Marine Geotechnology, Vol. 2, Marine Slope Stability, pp. 81-100

FELLENIUS, W. (1927): Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen, Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin

FLOSS, R. (1997): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau ZTVE-StB 94, Fassung 1997, Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau

FÖRSTER, W. (1996): Mechanische Eigenschaften der Lockergesteine. Teubner Studienbücher Bauwesen. B. G. Teubner Stuttgart, Leipzig

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. (1993): Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons, Inc., New York

FRÖHLICH, O. K. (1950): Sicherheit gegen Rutschung einer Erdmasse auf kreiszylindrischer Gleitfläche mit Berücksichtigung der Spannungsverteilung in dieser Fläche, Federhofer-Girkmann-Gedenkschrift Wien, 181

FUCHS, E. (1959): Baugrund und Bodenmechanik, Leipzig

FUEHRER, M. (1998): Untersuchungen zur hydraulischen Beanspruchung der Wasserstraßen durch die Schifffahrt, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Nr. 77 (1998)

GUDEHUS, G. (1981): Bodenmechanik, Enke-Verlag.

HAZEN, A. (1893): Some physical properties of sands and gravels with special reference to their use in filtration, Ann. Rep. Mass., State Bd. Health, 24, p. 541-556, Boston

HORN, A. (1969): Der Gleichgewichtszustand von Kiesgruben unter Grundwasser. Zulässiger Grenzabstand bei Baggerungen, Wasser und Boden 8/1969, S. 237-239

Kies- und Sand-Kompass (2002): Informationsmaterial des Bundesverbands der Deutschen Kies- und Sandindustrie e.V. und der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe

KIESLINGER, A. (1961): Zur Kohäsion des Sandes (Unfälle und Unfallverhütung in Sandgruben), Geologie und Bauwesen, Jg.28, H. 1, S. 1-30

KÉZDI, Á.(1969): Handbuch der Bodenmechanik; Band 1: Bodenphysik, VEB-Verlag für Bauwesen Berlin; Verlag der ungarischen Akademie der Wissenschaften, Budapest

KOENSLER, W. (1989): Sand und Kies, Ferdinand Enke Verlag Stuttgart

KÖBKE, J. U. (2000): Rechnergestütztes Planungssystem für Gewinnungs- und Förderanlagen in Lockergestein, Promotion TU Hamburg-Harburg

KÖHLER, H.-J. (1989): Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr. 66, Eigenverlag, Karlsruhe

KÖHLER, H.-J. (1996): Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berechnungsansätze, in: Fachseminar Messen in der Geotechnik 96, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 50, Braunschweig

KÖHLER, H.-J. (1997a): Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berechnungsansätze, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr. 75, Eigenverlag, Karlsruhe

KÖHLER, H.-J. (1997b): Boden und Wasser – Druck und Strömung, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr. 76, Eigenverlag, Karlsruhe

KÖHLER, H.-J. (2001): Druckwechselbelastung an Wasser-Boden-Grenzflächen, Zeitschrift für angewandte Geologie, 47/1, S. 8-16

KÖHLER, H.-J. (2002): Fragestellungen aus der Wasser-Boden-Wechselwirkung im ungesättigten Boden unter Wasser, Vortrag im Rahmen des BAW-Kolloquiums „Der Einfluss von Lufteinschlüssen auf die Strömungs- und Druckdynamik in Erdbauwerken, 23. Oktober 2002, Karlsruhe

KÖHLER, H.-J.; ASAMI, K. (2002): Transienter Porenwasserdruck und Hydraulischer Grundbruch, Beitragsband (Ergänzungen) des TAE-Kolloquiums Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen (TAE), Ostfildern

KÖHLER, H.-J.; FEDDERSEN, I.; SCHWAB, R. (1999): Soil and structure deformations due to reconstruction of an old lock built on unsaturated submerged clay. Proc. 2nd International Symposium on Pre-failure, Deformation Characteristics of Geomaterials, pp. 793-800, Torino

KRAUTER, E. (2001): Phänomenologie natürlicher Böschungen (Hänge) und ihrer Massenbewegungen in: Grundbautaschenbuch Teil 1, 6. Auflage, Verlag Ernst & Sohn

LANGER, A.; VOSS, H.-H. (2001): Standsicherheit von Unterwasserböschungen in Lockergesteinen im Spannungsfeld zwischen Gewinnung, technischer Sicherheit und Genehmigungsverfahren, Zeitschrift für angewandte Geologie ZAG 47/1, S.4-7

MADSEN, O.S. (1978): Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed, Geotechnique 28, No. 4, pp. 377-393

MAGDA, W. (1992): Pore water distribution in sandy seabeds under wave action, PhD Thesis, Technical University Gdańsk

MAGDA, W. (1998): Wave-induced pore pressure oscillations in sandy seabed sediments, Marine Civil Engineering Department, Technical University of Gdańsk

MANGELS, (2000): Beschreibung von Strömungen im ungesättigten Bodeninneren, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Hrsg.: Richwien. Heft 26, Verlag Glückauf GmbH, Essen

MEYER, H.; FRITZ, L. (2001): Unterwasserböschungen aus Sicht der Bodenmechanik, Zeitschrift für angewandte Geologie ZAG 47/1, S.4-7

MUALEM, Y. (1976): A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media; Water resources research, Vol. 2, Nr. 3, S. 513-522

OTTO, F.; FROMMENKORD, B. (2001): Sanderosion als Ursache von Böschungsbrüchen, Zeitschrift für angewandte Geologie ZAG 47/1, S.28-31

OKUSA, S. (1985): Wave induced stresses in unsaturated submarine sediments, *Géotechnique* 35, No. 4, pp. 517-532

PERAU, E. (2001): Die Phasen des Bodens und ihre mechanischen Wechselwirkungen – Ein Konzept zur Mechanik teilgesättigter Böden, *Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik*, Hrsg.: Richwien. Heft 28, Verlag Glückauf GmbH, Essen

Richtlinie für den Steine- und Erden-Bergbau im Lande Mecklenburg-Vorpommern (1996), *Amtsblatt für Mecklenburg-Vorpommern* Nr. 16/1996, Hrsg.: Das Innenministerium des Landes Mecklenburg-Vorpommern

Richtlinie über die geotechnische Sicherheit im Bergbau über Tage (1997), Hrsg.: Sächsisches Oberbergamt

Richtlinie des Thüringer Oberbergamts für den Steine- und Erden-Bergbau (1997), *Thüringer Staatsanzeiger* Nr. 5/1997, Hrsg.: Thüringer Oberbergamt

RICHWIEN, A.; MEYER, N.; DANIELS, A. (2002): Messtechnische Erfassung von Unterwasserböschungen mit dGPS-Sonaranlagen, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, Heft Nr. 68, *Messen in der Geotechnik*, S. 41 - 60

RICHWIEN, W. (2001): Instationäre Strömungen in teilgesättigten Böden - Standsicherheitsrelevante Auswirkungen, 3. Workshop Teilgesättigte Böden Weimar 2001, *Schriftenreihe Geotechnik* Heft 6, Bauhaus-Universität Weimar

RICHWIEN, W.; MAGDA, W. (1994): Design levels for offshore structures, *Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen* 63, Universität Gesamthochschule Essen

SCHAREK, G.; MÜLLER, W. (1997): Genehmigungsverfahren für Anlagen zur Gewinnung von Steinen und Erden im Überblick, *Bundesverband Steine und Erden, Ad-hoc-Arbeitskreis*

SCHEFFER, F.; SCHACHTSCHABEL, P. (1966): *Lehrbuch der Bodenkunde*. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart

SCHOEN, H.-G. (1998): Ein Doppelfugenmodell zum analytischen Nachweis der Standsicherheit von Kanaldeckwerken bei Beanspruchung durch schnellen Wasserspiegelabsenk, in: *Beiträge zur aktuellen Forschung in Grundbau und Bodenmechanik, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität-Gesamthochschule Essen*, Heft 23, Essen

SCHUBERT, K. (1972): Böschungen: Dämme, Halden, Kippen, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig

SCHUSTER, K. (2004): Messtechnische Erfassung von Rutschungen und hydrodynamischen Einwirkungen; Diplomarbeit am Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der TU Clausthal (unveröffentlicht)

SCHULZ, H. (1986): Kompressibilität und Porenwasserüberdruck – Bedeutung für Gewässersohlen, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr. 67, Eigenverlag, Karlsruhe

SCHULZ, H.; KÖHLER, H.-J. (1998): Geotechnische Untersuchung eines Schadensfalles an einer Uferböschung, Proc. of the XIth Danube-European-Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Porec, Croatia, 25th – 29th May 1998. In: Geotechnical Hazards, Maric et al. (eds), A.A. Balkema, p. 267-273, Rotterdam

SCHULZE, E.; MUHS, H. (1967): Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, 2. Auflage, Springer-Verlag

SCHULTZE, E. (1982): Standsicherheit von Böschungen in: Grundbautaschenbuch Teil 2, 3. Auflage, Verlag Ernst & Sohn

SMOLTCZYK, U. (2001): Grundbautaschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 6. Auflage, Hersg.: U. SMOLTCZYK, Ernst & Sohn, Berlin

STOLL, R. D.; SCHWARZKOPP, F.; BUSCHMANN, M. (1992a): Gewinnungsverfahren für Kies und Sand, Teil 1: Geräte, Aufbereitungs-Technik 33, Nr. 3, S. 119-130

STOLL, R. D.; SCHWARZKOPP, F.; BUSCHMANN, M. (1992b): Gewinnungsverfahren für Kies und Sand, Teil 2: Technisch / wirtschaftlicher Vergleich, Aufbereitungs-Technik 33, Nr. 6, S. 301-308

TERZAGHI, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Deuticke, Leipzig

TERZAGHI, K. (1954): Theoretische Bodenmechanik, Springer-Verlag, Berlin / Göttingen / Heidelberg

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1961): Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Springer-Verlag, Berlin / Göttingen / Heidelberg

- VAN GENUCHTEN, M. T. (1980): A closed-form equation for predicting hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Soc. of Am., J. 44, S. 892-898
- VERRUIJT, A. (1969): Elastic storage of aquifers, in: Flow through porous media, de Wiest, Academic Press, London, pp. 331-376
- WAGENBRETH, O.: Beitrag zur Bestimmung der Größe der Kapillarkohäsion nichtbindiger Böden, Dissertation TU Dresden, 1970.
- WAGNER, H. (2002a): Böschungsumbildung durch Wellen, Wasserbauliche Mitteilungen Technische Universität Dresden
- WAGNER, H. (2002b): Konzeption zur Prognose von durch Wind erzeugten Wellen für kleinere Seegebiete, Wasserbauliche Mitteilungen Technische Universität Dresden
- YAMAMOTO, T.; KONING, H.L., SELLMEIJER, H.; HIJUM, E. (1978): On the response of a poroelastic bed to water waves, Journal Mechanics, Vol. 87, part 1, pp. 193-206
- ZIEGLER, M. (2002): Risikosimulationsrechnung – eine Möglichkeit zur Quantifizierung von Sicherheit und Risiko in der Geotechnik, Vorträge der Baugrundtagung 2002 in Mainz, S. 359-366
- ZWECK, H.; LEHMANN, G. (1971): Qualmwasserverhältnisse bei flussnahen Kiesgruben und Standsicherheit der Böschungen, Die Bautechnik, 48. Jg., Heft 8

---



## A 1 Übersicht über die Genehmigungspraxis einzelner Bundesländer bei der Beurteilung der Standsicherheit von Unterwasserböschungen

Baden-Württemberg	Bayern	Brandenburg
<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Antragsunterlagen enthalten selten Standsicherheitsnachweise für Böschungen unter Wasser</li> <li>○ Hauptsächlich kiesig-sandiges Material mit schluffigen Zwischenlagen in Abbauhöhen von bis zu 50 m (heute sogar 80-100 m)</li> <li>○ Erfahrungswerte: 1: 2,5 (in Einzelfällen 1: 2,0) Ausnahme: in der Nähe von schützenswerten Objekten 1: 3,0</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Keine gängige Genehmigungspraxis bzgl. Standsicherheit von Unterwasserböschungen</li> <li>○ Genehmigungsbehörde gibt situationsbezogene geologische bzw. geotechnische Hinweise</li> <li>○ Böschungsgestaltung nur im Rahmen der Rekultivierung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Genehmigungsverfahren für Unterwasserböschungen nicht eindeutig geregelt</li> <li>○ Für in den einschlägigen Vorschriften nicht abgedeckte Fälle ist ein Standsicherheitsgutachten erforderlich (vgl. OLB und ABAO 122/1)</li> <li>○ Intern: Berücksichtigung der internen Festlegung des NLfB  <math display="block">\beta = \arctan \left[ \frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w} \cdot \frac{\tan \phi'}{\eta} \right]</math> <math display="block">\eta = 1,30</math> </li> <li>○ Berlin: Kiesgewinnung befindet sich im Geltungsbereich des Bergamts</li> </ul>

### Anmerkungen:

ABAO 122/1 (1973): Bergbausicherheit im Bergbau über Tage. Gesetzesblatt der DDR.

NLfB: Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung

OLB: Oberbergamt des Landes Brandenburg

Hessen	Meklenburg-Vorpommern	Niedersachsen
<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Genehmigungsverfahren im Zuständigkeitsbereich der Bergbehörde</li> <li>○ Kompromiss zwischen der geforderten geotechnischen Standsicherheit, einem ausreichenden Sicherheitsabstand sowie einer sinnvollen Ausbeutung der Lagerstätte im Rahmen von technischen Regeln und DIN-Normen</li> <li>○ Standsicherheitsnachweis bzw. Standsicherheitseinschätzung</li> <li>○ Empfohlen: <math>\eta = 1,3</math></li> <li>○ Erfahrungswerte in Sand und Kies: 1: 2,0 bis 1: 2,5</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Genehmigungsverfahren im Zuständigkeitsbereich der Bergbehörde</li> <li>○ Grundsätzlich Nachweis nach AmtsBl. M-V (1996) für Böschungen bei denen die Empfehlungen überschritten sind, bei denen rutschungsbegünstigende Verhältnisse vorliegen, in der Praxis nur noch in Einzelfällen</li> <li>○ Nachweis nach DIN 4084 und DIN 1054 (alt)</li> <li>○ Abbaugerät wird als zusätzliche Last berücksichtigt</li> <li>○ Gestaltung unter Berücksichtigung der Gewinnungstechnologie</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Antrag auf Bodenentnahme schließt bauaufsichtliches Zulassungsverfahren mit ein</li> <li>○ Berücksichtigung der nachfolgenden Empfehlungen bei Prüfung von Einzelprojekten durch das NLfB</li> <li>○ Unterscheidung zwischen schonendem Abbaubetrieb und nicht schonendem Abbaubetrieb</li> <li>○ Schonender Abbau: Standsicherheitsnachweis nach DIN 4084</li> <li>○ Nicht schonender Abbau: Interne Festlegung des NLfB  <math display="block">\beta = \arctan \left[ \frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w} \cdot \frac{\tan \varphi'}{\eta} \right]</math> </li> <li>○ zu fordernde Sicherheit: <math>\eta = 1,3</math></li> </ul>

Anmerkungen:

AmtsBl. M-V (1996): Amtsblatt für Mecklenburg-Vorpommern.

NLfB: Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung

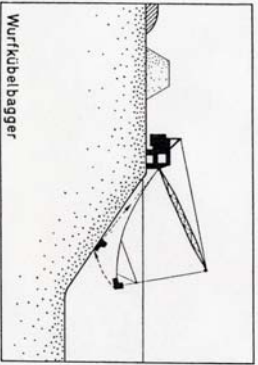
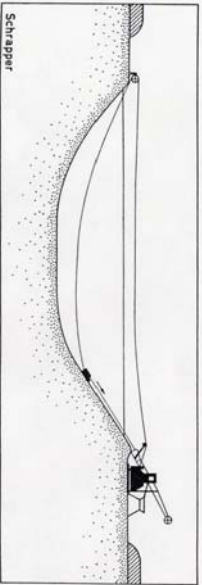
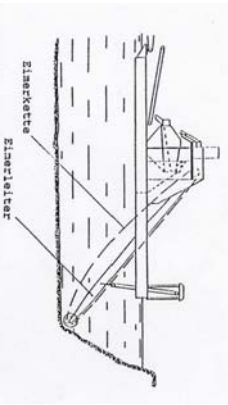
Rheinland-Pfalz	Sachsen	Thüringen
<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Eine Vielzahl der Betriebe befindet sich im Geltungsbereich des BBergG (→ Bergbehörde)</li> <li>○ Entsprechende Genehmigungspraxis für Nassabgrabungen ist nicht vorhanden</li> <li>○ Im Rahmen des Betriebsplanverfahrens wird ein Standsicherheitsnachweis verlangt (Einzelfallentscheidung)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Genehmigungsverfahren im Zuständigkeitsbereich der Bergbehörde</li> <li>○ Standsicherheitsberechnung für Böschungen, bei denen die Empfehlungen überschritten sind, bei denen rutschungsbegünstigende Verhältnisse vorliegen, in deren Nähe zu schützende Objekte vorhanden sind</li> <li>○ Begriff der „Gefährdung“ (vgl. ABergV)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Genehmigungsverfahren im Zuständigkeitsbereich der Bergbehörde</li> <li>○ Standsicherheitsberechnung für Böschungen, bei denen die Empfehlungen überschritten sind, bei denen rutschungsbegünstigende Verhältnisse vorliegen</li> <li>○ Nachweis auf der Grundlage einer ausreichenden Anzahl geotechnischer Werte</li> <li>○ Festlegung des Standsicherheitskoeffizienten entsprechend Bedeutung der zu schützenden Objekte, Erkundungsgrad der Lagerstätte, vorhandenen geotechnischen Werten und verwendeten Berechnungsverfahren</li> <li>○ Ergebnisse sind vom Sachverständigen mit Bergamt und Auftraggeber zu erörtern</li> </ul>

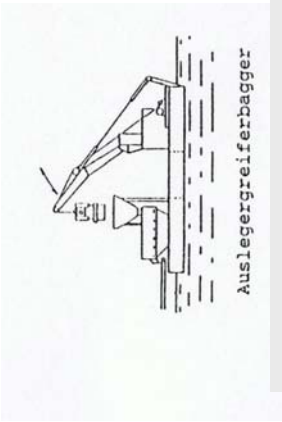
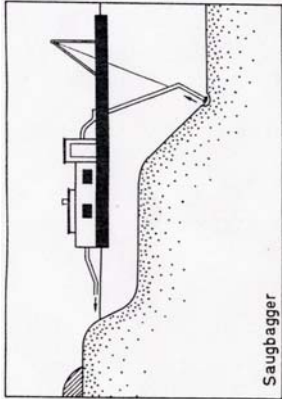
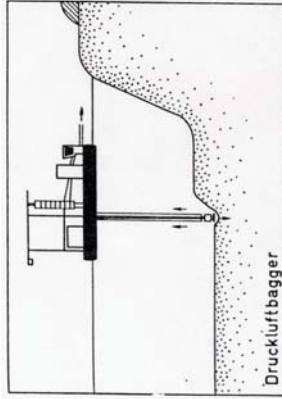
Anmerkungen:

ABergV:                    Allgemeine Bundesbergverordnung

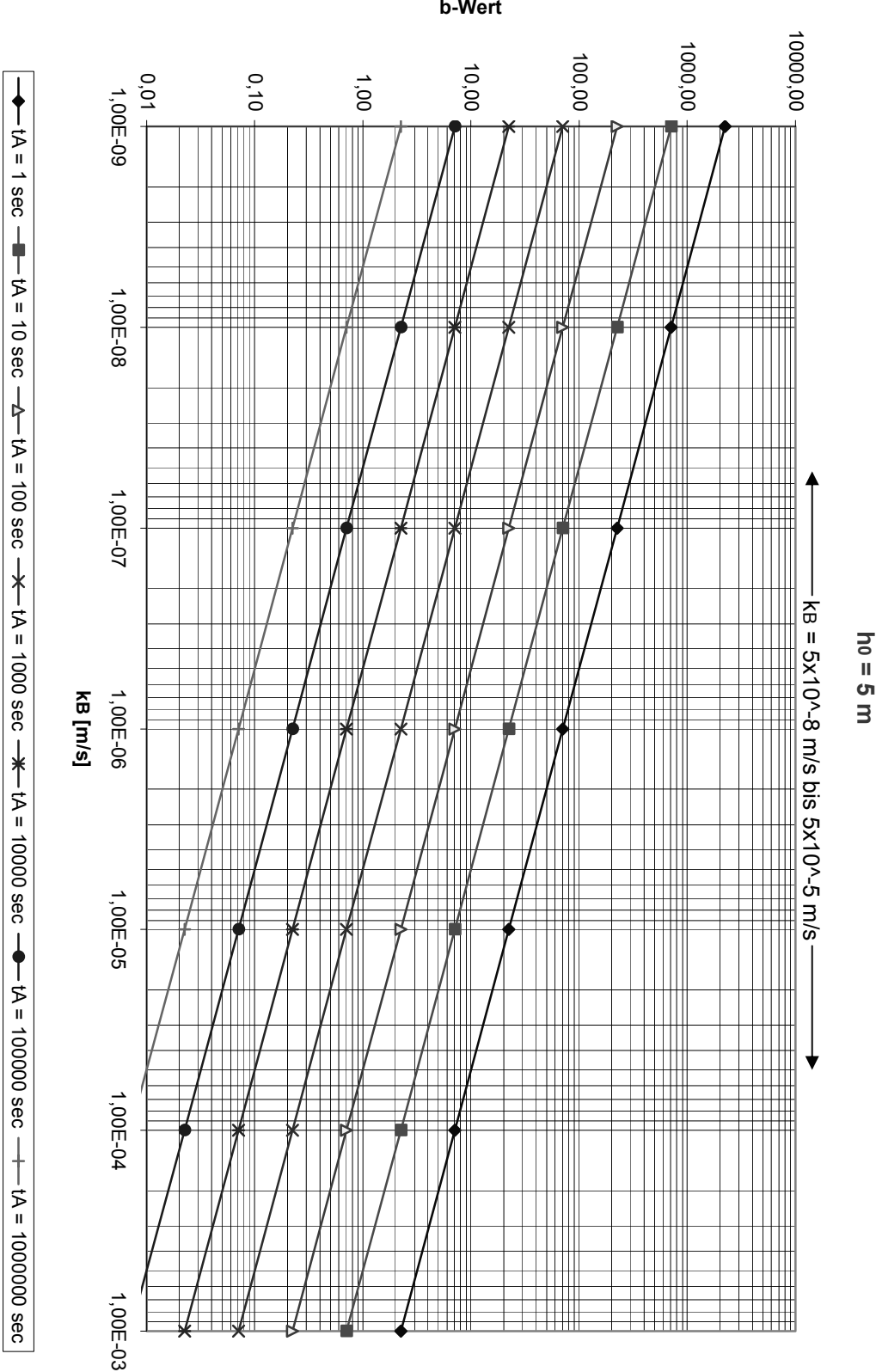
BBergG:                   Bundesberggesetz

## A 2 Grundlagen der Nassabbautechnik

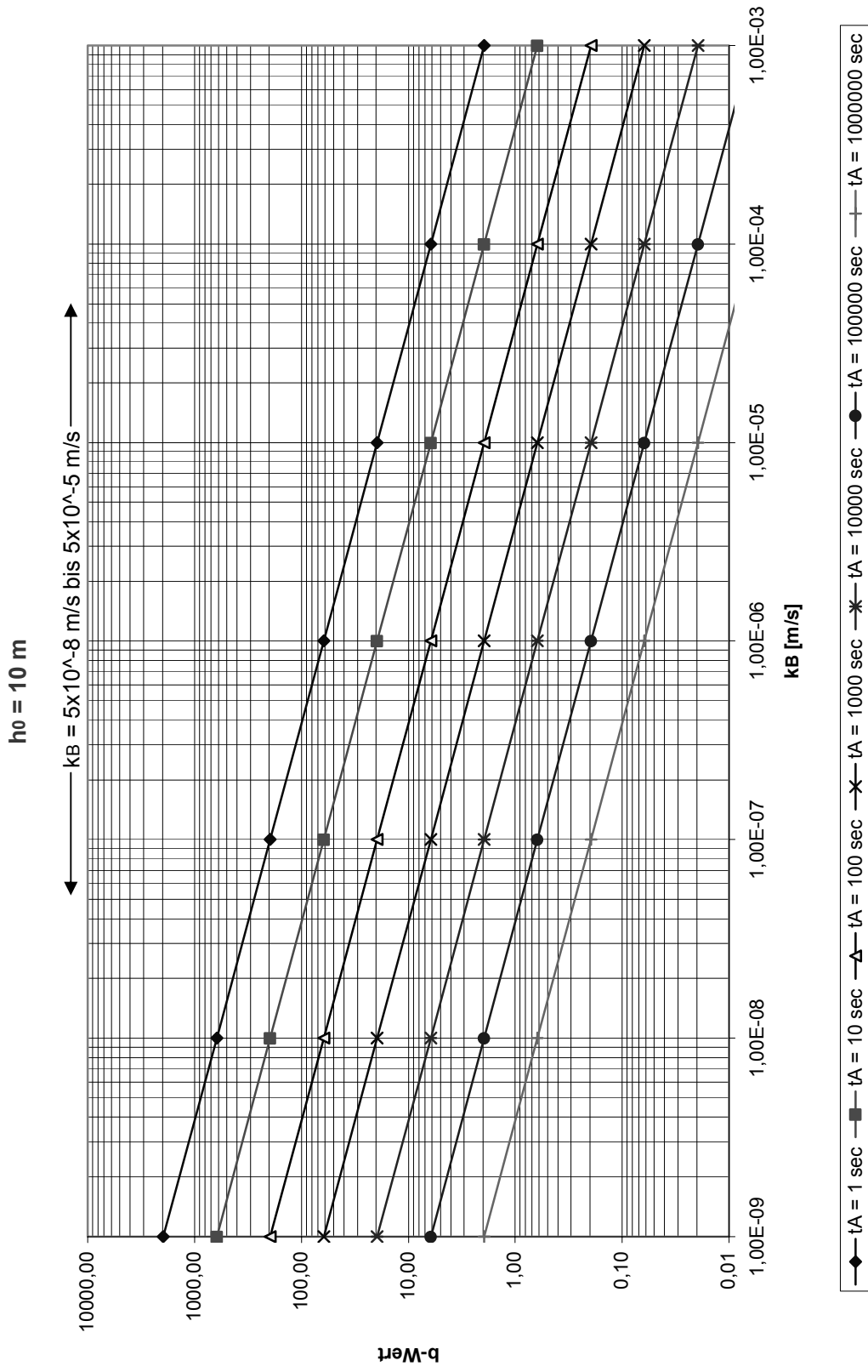
Wurfkübelbagger	Schrappieranlage	Eimerkettenbagger
 <p>Abb. A2.1: Aufbau und Arbeitsweise des Wurfkübelbaggers (aus: Dingethal et al., 1998)</p> <p><u>andere Bezeichnungen:</u> Schurfkübelbagger, Schleppkübelbagger</p> <p><u>Einsatzgebiet:</u> Trockenabbau, Nassabbau</p> <p><u>Arbeitsprinzip:</u> landgestützter Abbau</p> <p><u>Betriebsweise:</u> diskontinuierlich</p> <p><u>Löseart:</u> nicht zwangsgeführt</p> <p><u>Löseverfahren:</u> mechanisch</p> <p><b>schonender Abbau</b></p> <p><u>Abbautiefe:</u> max. 15 m</p>	 <p>Abb. A2.2: Aufbau und Arbeitsweise der Schrapperanlage (aus: Dingethal et al., 1998)</p> <p><u>Einsatzgebiet:</u> Trockenabbau, Nassabbau</p> <p><u>Arbeitsprinzip:</u> landgestützter Abbau</p> <p><u>Betriebsweise:</u> diskontinuierlich</p> <p><u>Löseart:</u> nicht zwangsgeführt</p> <p><u>Löseverfahren:</u> mechanisch</p> <p><b>schonender Abbau</b></p> <p><u>Abbautiefe:</u> max. 25 m</p> <p><u>Abbauböschung unter Wasser:</u> &lt; 30°</p>	 <p>Abb. A2.3: Aufbau und Arbeitsweise des Eimerkettenbaggers, schwimmendes Gerät (aus: Stoll et al., 1992)</p> <p><u>Einsatzgebiet:</u> Trockenabbau, Nassabbau</p> <p><u>Arbeitsprinzip:</u> landgestützter und schwimmender Abbau</p> <p><u>Betriebsweise:</u> kontinuierlich</p> <p><u>Löseart:</u> zwangsgeführt</p> <p><u>Löseverfahren:</u> mechanisch</p> <p><b>schonender Abbau</b></p> <p><u>Abbautiefe:</u> max. 25 m bei schwimmendem Gerät</p> <p><u>Abbauböschung:</u> Flachböschungen möglich</p>

Schwimmgreiferbagger	Saugbagger	Druckluftbagger
 <p>Auslegergreiferbagger</p> <p>= Gerätevariante des Schwimmgreiferbagger</p>	 <p>Saugbagger</p>	 <p>Druckluftbagger</p>
<p>Abb. A2.4: Aufbau und Arbeitsweise des Schwimmgreiferbagger, Auslegergreifer (aus: Stoll et al., 1992)</p>	<p>Abb. A2.5: Aufbau und Arbeitsweise der Saugbagger (aus: Dingethal et al., 1998)</p>	<p>Abb. A2.6: Aufbau und Arbeitsweise eines Druckluftbagger, (aus: Dingethal et al., 1998)</p>
<p><u>Gerätevarianten:</u> Drehgreiferbagger, Katzanlage</p>	<p><u>Gerätevariante:</u> Schneidradsaugbagger</p>	<p><u>andere Bezeichnungen:</u> Pneumatikbagger</p>
<p><u>Einsatzgebiet:</u> Nassabbau</p>	<p><u>Einsatzgebiet:</u> Nassabbau</p>	<p><u>Einsatzgebiet:</u> Nassabbau</p>
<p><u>Arbeitsprinzip:</u> schwimmender Abbau</p>	<p><u>Arbeitsprinzip:</u> schwimmender Abbau</p>	<p><u>Arbeitsprinzip:</u> schwimmender Abbau</p>
<p><u>Betriebsweise:</u> diskontinuierlich</p>	<p><u>Betriebsweise:</u> kontinuierlich</p>	<p><u>Betriebsweise:</u> kontinuierlich</p>
<p><u>Löseart:</u> nicht zwangsgeführt</p>	<p><u>Löseart:</u> nicht zwangsgeführtes Saugrohr, zwangsgeführtes Schneidrad</p>	<p><u>Löseart:</u> nicht zwangsgeführt</p>
<p><u>Löseverfahren:</u> mechanisch</p>	<p><u>Löseverfahren:</u> hydraulisch, hydromechanisch, mechanisch, hydropneumatisch</p>	<p><u>Löseverfahren:</u> hydropneumatisch</p>
<p><b>nicht schonender Abbau (Kraterbildung)</b></p>	<p><b>nicht schonender Abbau beim Saugrohr (Kraterbildung)</b></p>	<p><b>nicht schonender Abbau (Kraterbildung)</b></p>
<p><u>Abbautiefe:</u> max. 100 m</p>	<p><u>Abbautiefe:</u> 30 – 60 m</p>	<p><u>Abbautiefe:</u> mind. 6 – 10 m (Mindestwasserdruck), in der Praxis Tiefen bis max. 90 m</p>
<p><u>Abbauböschungen:</u> keine flachen Böschungen</p>	<p><u>Abbauböschung:</u> Profilschnitt möglich</p>	

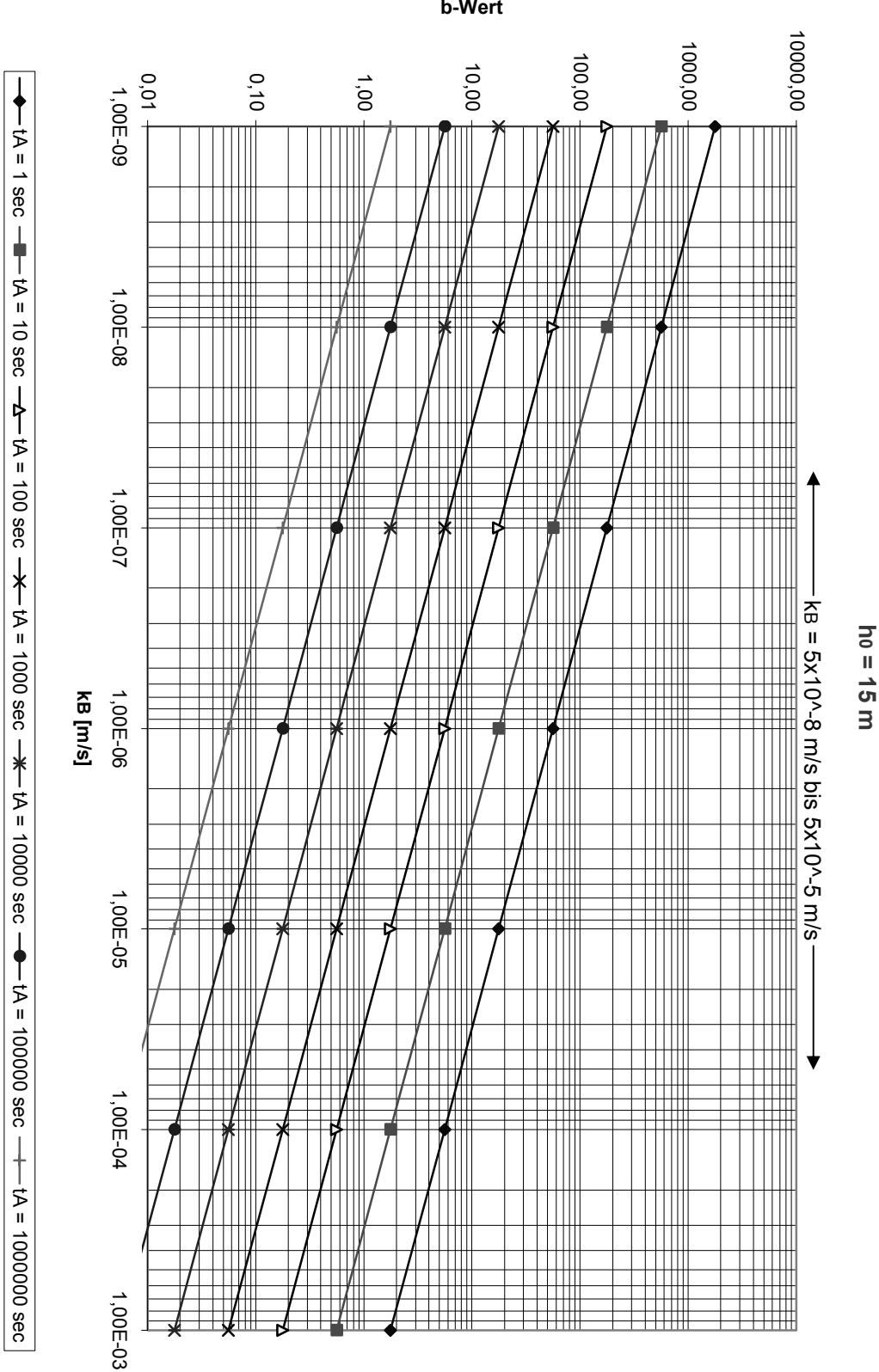
A 3.1 b-Wert Bemessungsdiagramm für eine mittlere Wassertiefe von  $h_0 = 5 \text{ m}$



### A 3.2 b-Wert Bemessungsdiagramm für eine mittlere Wassertiefe von $h_0 = 10 \text{ m}$

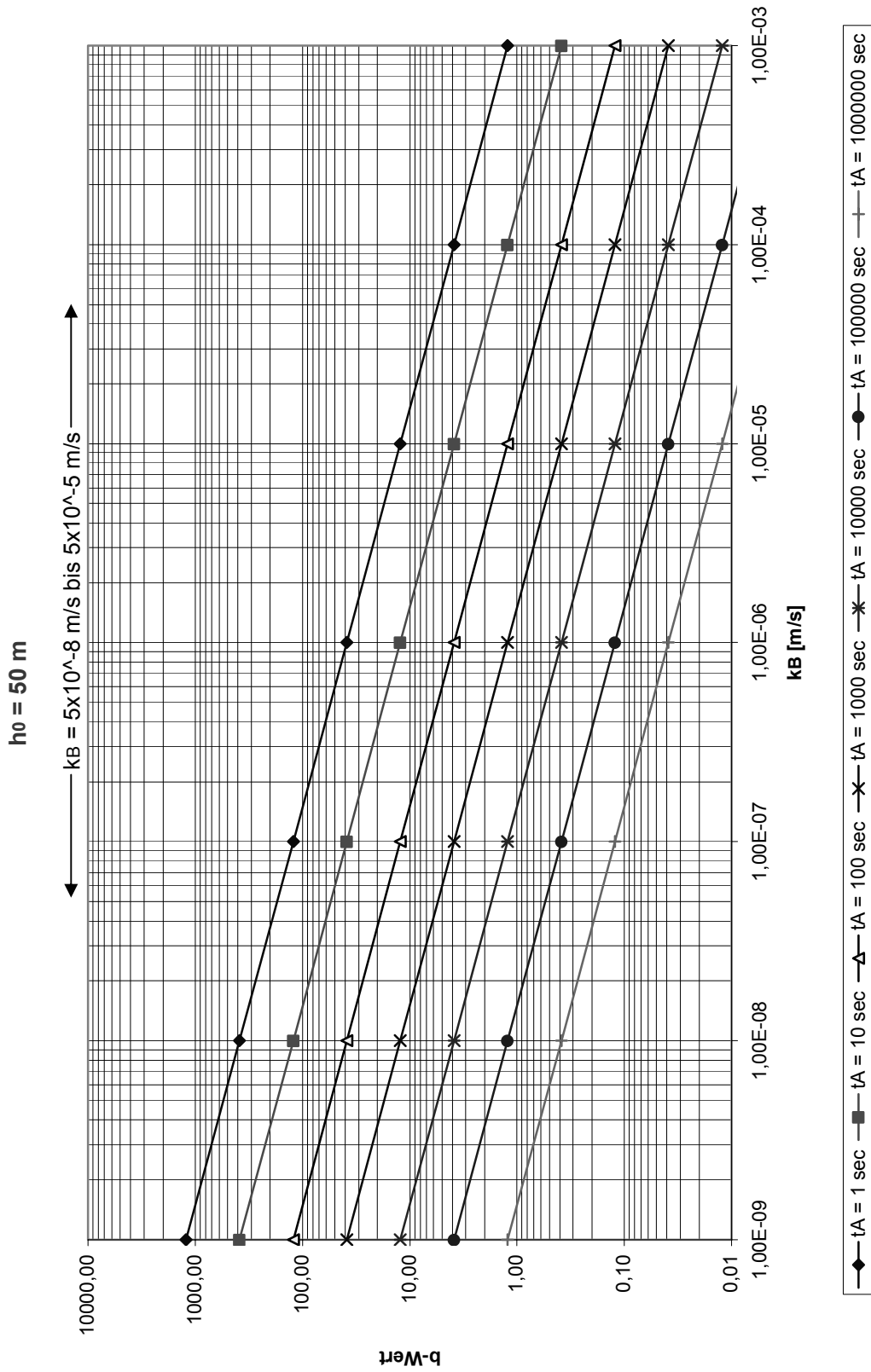


**A 3.3 b-Wert Bemessungsdiagramm für eine mittlere Wassertiefe von  $h_0 = 15 \text{ m}$**





### A 3.4 b-Wert Bemessungsdiagramm für eine mittlere Wassertiefe von $h_0 = 50$ m



## A 4 Zusammenstellung der Eingangsparameter

Einflussgröße	Eingangsparameter der Berechnung	Sym- bol	Einheit	Grund- wert	Band- breite *)	
Geometrie	Wasserspiegeldifferenz	$\Delta h$	m	0,5	0,5 – 1,5	
	Böschungshöhe	h	m	10	3 - 40	
Bodenkennwerte	wirksamer Reibungswinkel	$\varphi'$	°	30	30 - 40	
	Strukturefestigkeit	$c'_s$	kN/m²	-	0,5 - 5	
	Wichte	$\gamma$	kN/m³	19	17 – 22,5	
	Wichte unter Auftrieb	$\gamma'$	kN/m³	11	-	
	Wasserdurchlässigkeits- beiwert	$k_B$	m/s	$5 \times 10^{-6}$	$5 \times 10^{-7} - 5 \times 10^{-5}$	
	Steifemodul	} b-Wert	$E_S$	MN/m²	50	-
	Porenvolumen		n	-	0,45	-
	Sättigungsgrad		S	-	0,90	-
Lasteinwirkung	unbegrenzte Streckenlast	p	kN/m²	10	-	
	Abbau: Absunk	$Z_{A(\text{Abbau})}$	m	0,6	-	
	Abbau: Absunkzeit	$t_{A(\text{Abbau})}$	s	5	-	
	Wind: Absunk	$Z_{A(\text{Wind})}$	m	0,24	-	
	Wind: Absunkzeit	$t_{A(\text{Wind})}$	s	1,2	-	
	nat. bzw. künstl. Wasser- spiegelschwankung: Ab- sunk	$Z_{A(\text{nat})}$	m	0,5	-	
	nat. bzw. künstl. Wasser- spiegelschwankung: Absunkzeit	$t_{A(\text{nat})}$	s	86400	-	

\*) Die Bandbreiten der einzelnen Eingangsparameter sind sinnvoll miteinander zu kombinieren.

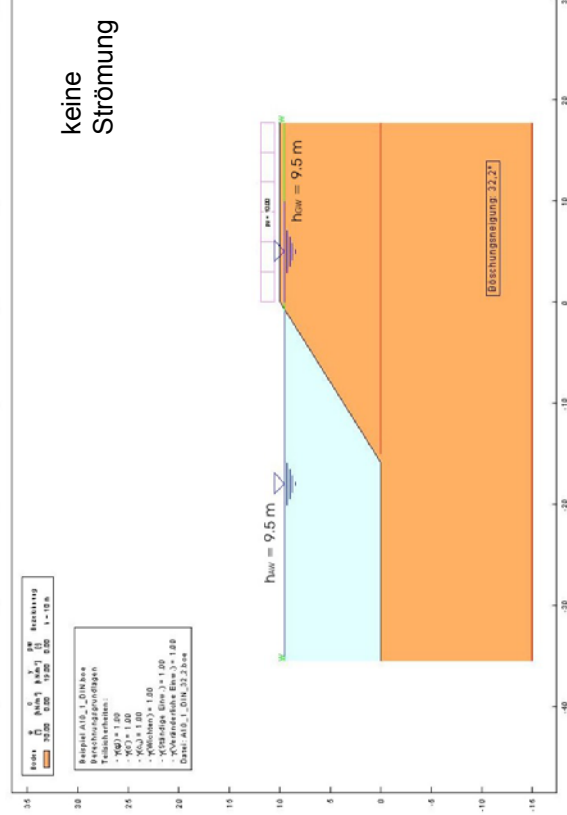
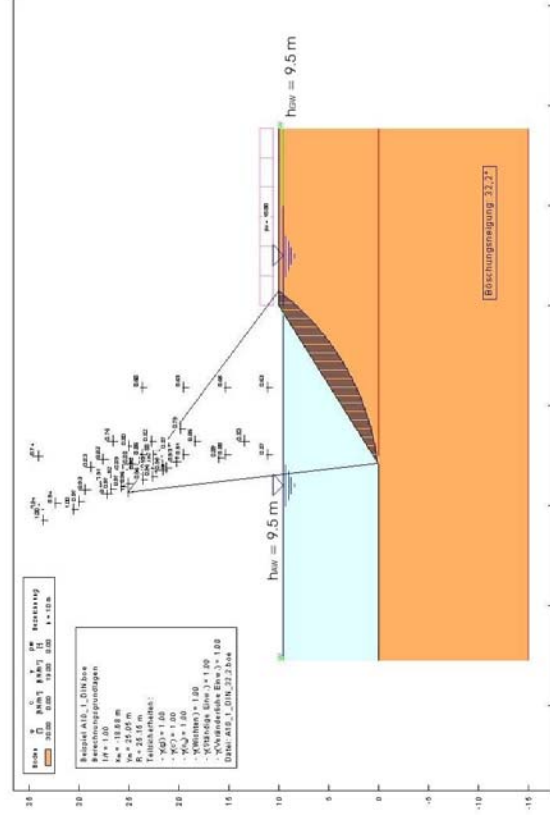
Strömungsfall 1:  $h_{AW} = h_{GW}$

E DIN 4084 (2002)

## Bruchzustand 1

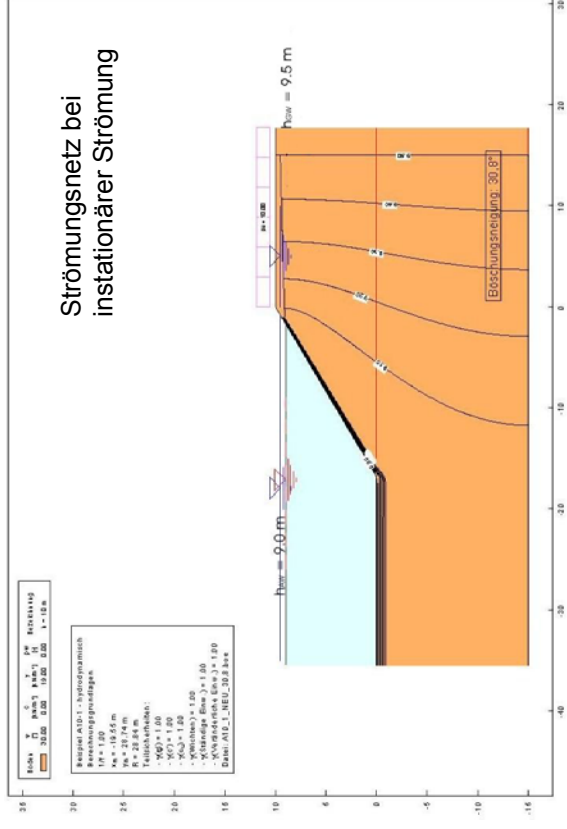
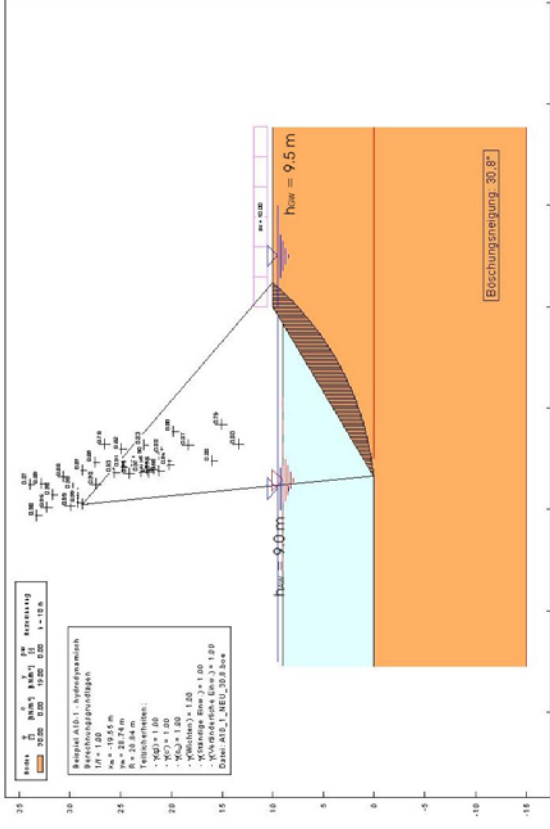
E DIN 4084 (2002)

## Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen



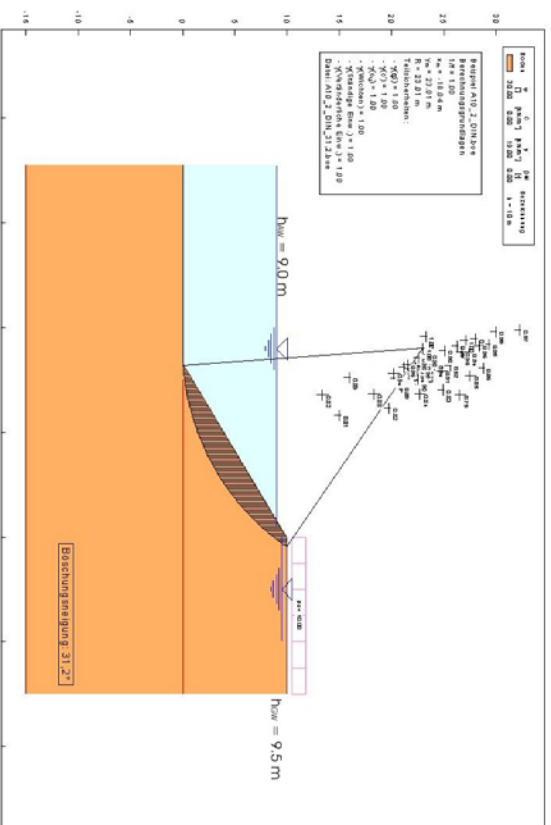
keine  
Strömung

Strömungsnetz bei  
stationärer Strömung

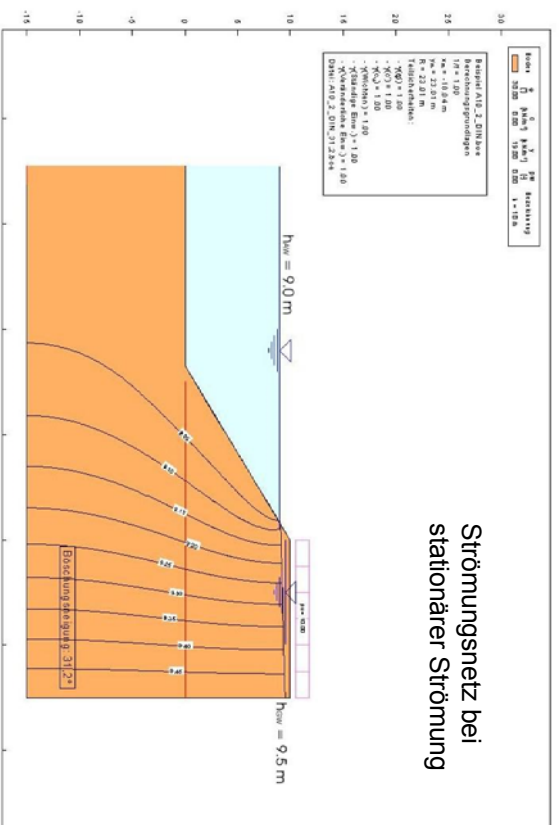


Strömungsfall 2:  $h_{AW} < h_{GW}$  Bruchzustand 1

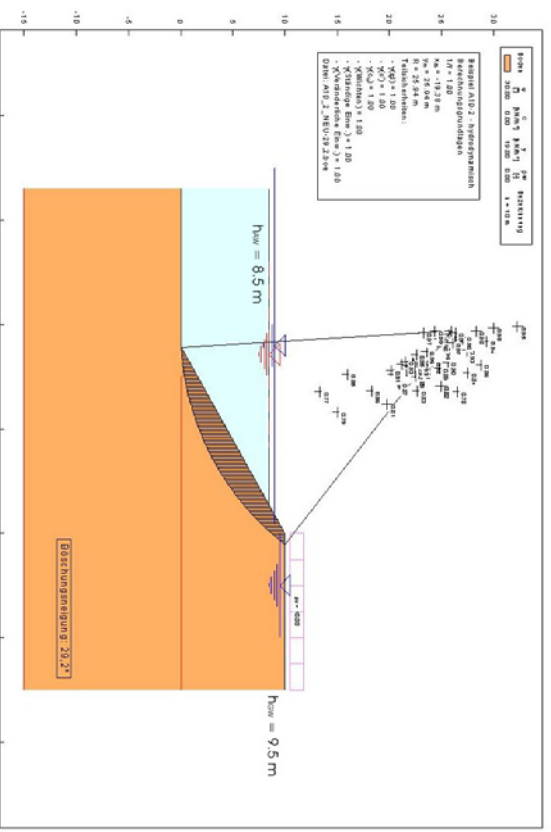
E DIN 4084 (2002)



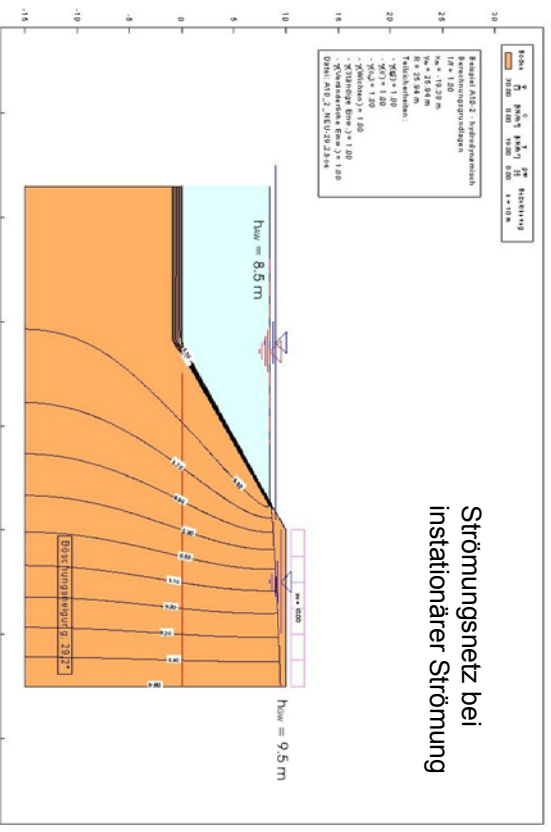
### Strömungsnetz bei stationärer Strömung



## Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen



Strömungsnetz bei  
stationärer Strömung

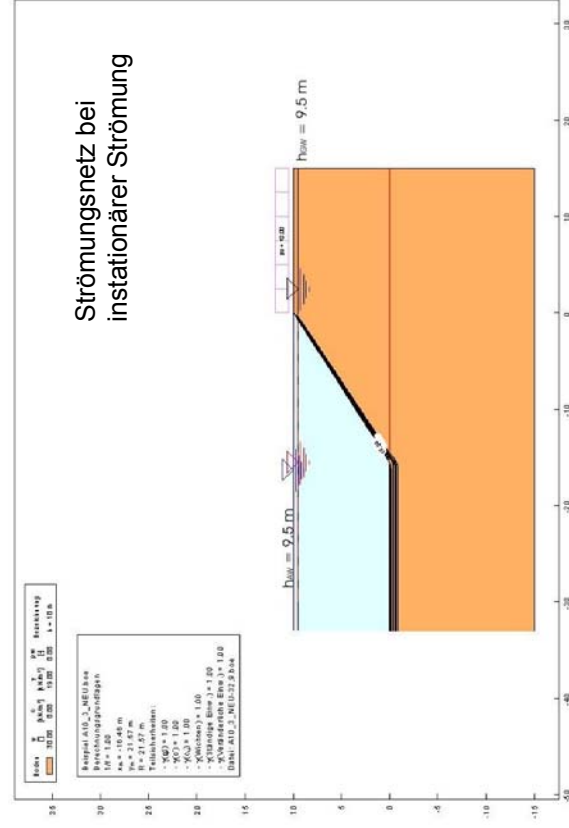
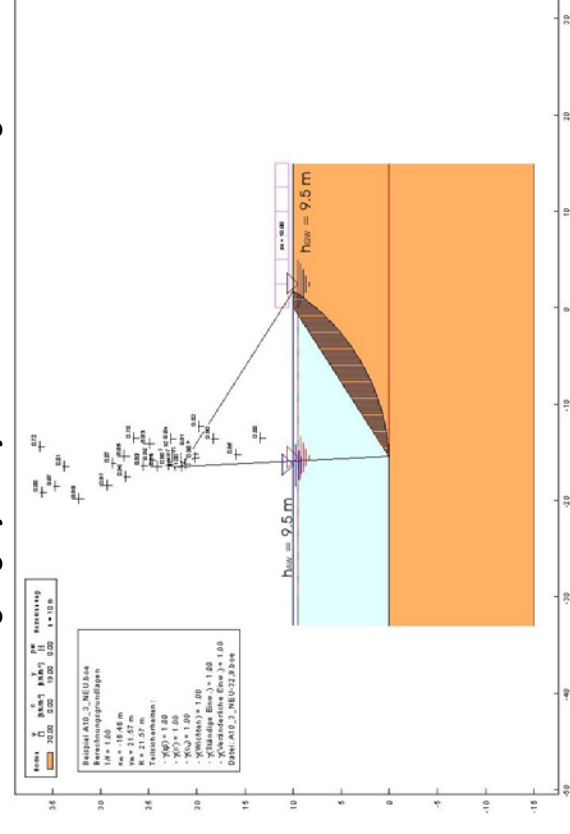
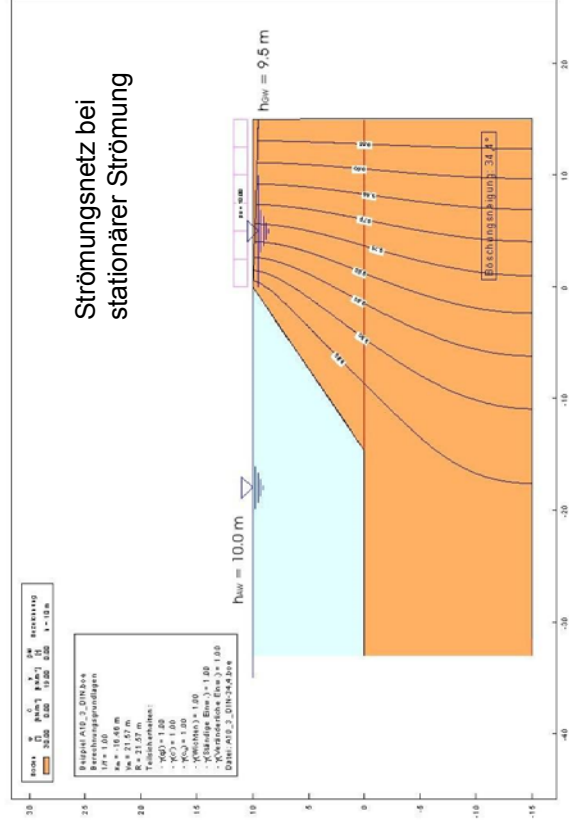
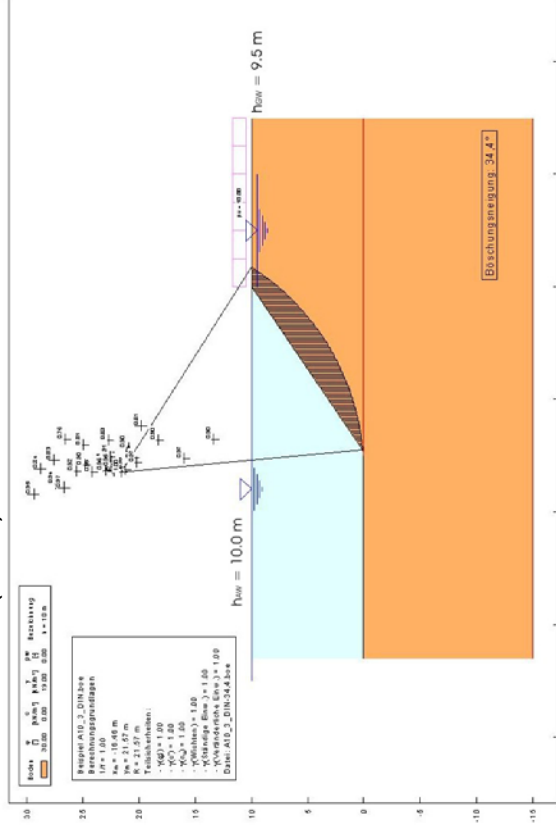


### Strömungsfall 3: $h_{AW} > h_{GW}$

## Bruchzustand 1

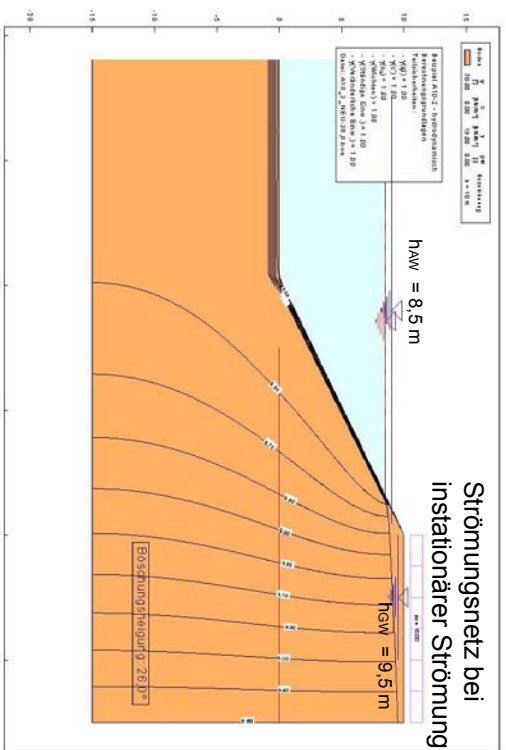
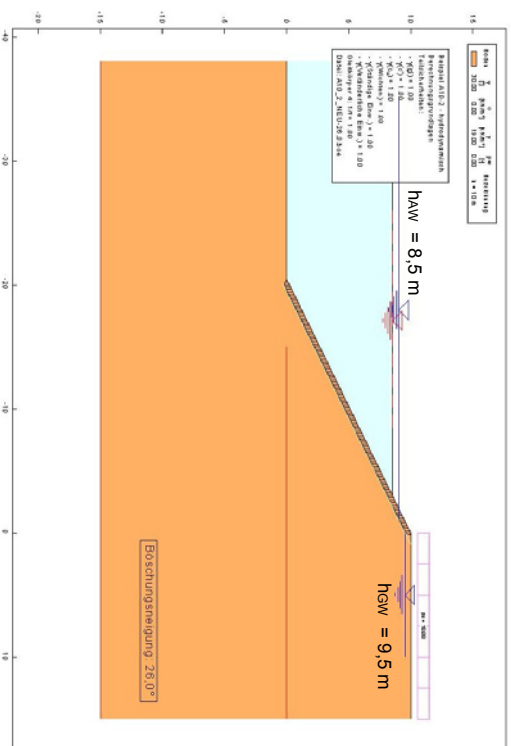
E DIN 4084 (2002)

## Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen



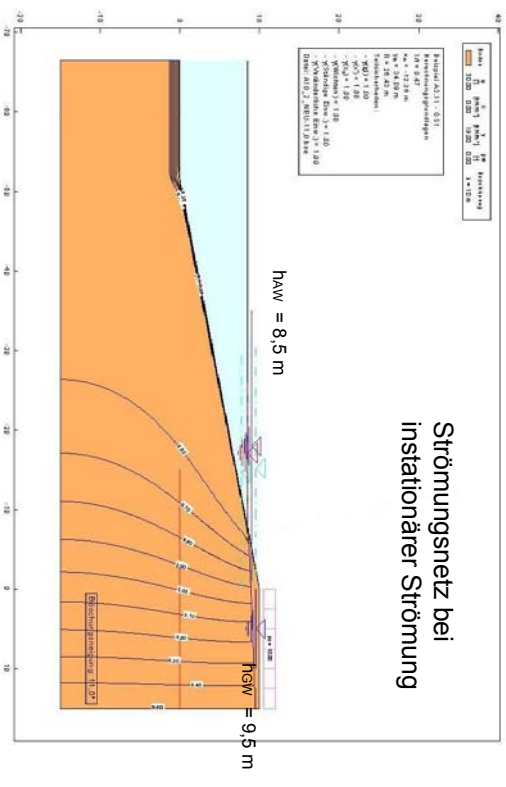
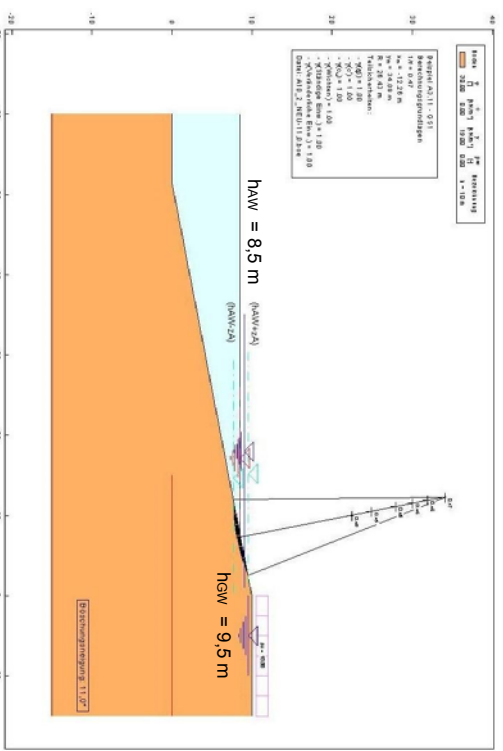
## Strömungsfall 2: $h_{AW} < h_{GW}$ Bruchzustand 2

Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen



## Strömungsfall 2: $h_{AW} < h_{GW}$ Bruchzustand 3

Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen



Bruchzustand 1

Berechnung nach E DIN 4084

Böschung h = 10 m

Strö 1	$h_{AW} = h_{GW}$	→ 1	→	Strö 1
Strö 1	$h_{AW} < h_{GW}$	→ 2	→	Strö 2
Strö 1	$h_{AW} > h_{GW}$	→ 3	→	Strö 3
		Einheit	Symbol	

geometrische Parameter

$h$	[m]	10	10	10
$h_{GW}$	[m]	9,5	9,5	9,5
$h_{AW}$	[m]	9,5	9,0	10,0
$\Delta h$	[m]	0	0,5	0,5
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19	19	19
$\varphi'$	[°]	30	30	30
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0	0	0
$k_a$	[m/s]	5,00E-06	5,00E-06	5,00E-06
$E_s$	[kN/m <sup>2</sup> ]	50.000	50.000	50.000
$n$	[-]	0,45	0,45	0,45
$S$	[-]	0,90	0,90	0,90

Bodenparameter

Einwirkungen

$p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	10	10	10
$Z_{A(abbau)}$	[m]	-	-	-
$t_{A(abbau)}$	[s]	-	-	-
$Z_{A(wind)}$	[m]	-	-	-
$t_{A(wind)}$	[s]	-	-	-
$Z_{A(nat)}$	[m]	-	-	-
$t_{A(nat)}$	[s]	-	-	-

Bezeichnung	A10	-1	-2	-3	_DIN.boe
-------------	-----	----	----	----	----------

Bruchzustand 1

Berechnung unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen

Böschung h = 10 m

Strö 1	$h_{AW} = h_{GW}$	→ 1	→	Strö 1
Strö 1	$h_{AW} < h_{GW}$	→ 2	→	Strö 2
Strö 1	$h_{AW} > h_{GW}$	→ 3	→	Strö 3
		Einheit	Symbol	

geometrische Parameter

$h$	[m]	10	10	10
$h_{GW}$	[m]	9,5	9,5	9,5
$h_{AW}$	[m]	9	8,5	9,5
$\Delta h$	[m]	0	0,5	0,5
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19	19	19
$\varphi'$	[°]	30	30	30
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0	0	0
$k_a$	[m/s]	5,00E-06	5,00E-06	5,00E-06
$E_s$	[kN/m <sup>2</sup> ]	50.000	50.000	50.000
$n$	[-]	0,45	0,45	0,45
$S$	[-]	0,90	0,90	0,90

Bodenparameter

Einwirkungen

$p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	10	10	10
$Z_{A(abbau)}$	[m]	0,6	0,6	0,6
$t_{A(abbau)}$	[s]	5	5	5
$Z_{A(wind)}$	[m]	0,24	0,24	0,24
$t_{A(wind)}$	[s]	1,2	1,2	1,2
$Z_{A(nat)}$	[m]	0,5	0,5	0,5
$t_{A(nat)}$	[s]	86400	86400	86400

Bezeichnung	A10	-1	-2	-3	_NEU.boe
-------------	-----	----	----	----	----------

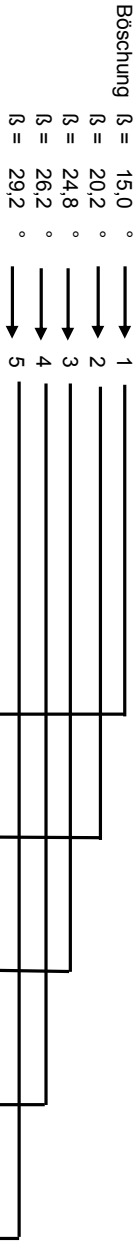
Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen

Bruchzustand 2

Berechnung unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen

Strömungsfall 2:  $h_{\text{w}} < h_{\text{GW}}$

Böschung  $h = 10 \text{ m}$



geometrische Parameter		Einheit	Symbol	1	2	3	4	5
	[°]	$\beta$	=	15,0	20,2	24,8	26,2	29,2
	[m]	$h$	=	10	10	10	10	10
	[m]	$h_{\text{GW}}$	=	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5
	[m]	$h_{\text{w}}$	=	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5
	[m]	$\Delta h$	=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

Bodenparameter		[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[m/s]	[kN/m²]	[-]
	$\gamma$	=	19	19	19	19	19
	$\varphi'$	=	30	30	30	30	30
	$c'$	=	0	0	0	0	0
	$k_b$	=	5,00E-06	5,00E-06	5,00E-06	5,00E-06	5,00E-06
	$E_s$	=	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
	$n$	=	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
	$S$	=	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90

Einwirkungen		[kN/m²]	[m]	[s]	[m]	[s]	[m]	[s]
	$p$	=	10	10	10	10	10	10
	$Z_{\text{A(Abau)}}$	=	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
	$t_{\text{A(Abau)}}$	=	5	5	5	5	5	5
	$Z_{\text{A(Wind)}}$	=	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
	$t_{\text{A(Wind)}}$	=	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	$Z_{\text{(net)}}$	=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	$t_{\text{(net)}}$	=	86400	86400	86400	86400	86400	86400

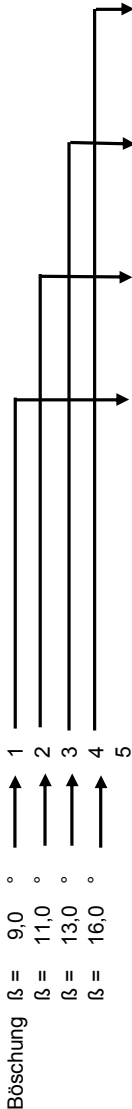
Bezeichnung	A10-2	15,0	20,2	24,8	26,2	29,2	_NEU.doe
-------------	-------	------	------	------	------	------	----------



Bruchzustand 3

Berechnung unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen  
Böschung  $h = 10\text{ m}$

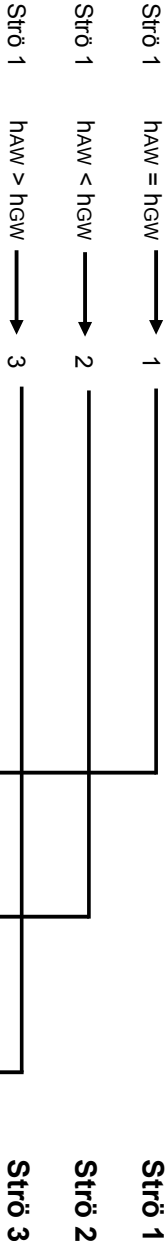
Strömungsfall 2:  $h_{AW} < h_{GW}$



	Einheit	Symbol	1	2	3	4	
geometrische Parameter	[°]	$\beta =$	9,0	11,0	13,0	16,0	
	[m]	$h =$	10	10	10	10	
	[m]	$h_{GW} =$	9,5	9,5	9,5	9,5	
	[m]	$h_{AW} =$	8,5	8,5	8,5	8,5	
	[m]	$\Delta h =$	0,5	0,5	0,5	0,5	
Bodenparameter	[kN/m³]	$\gamma =$	19	19	19	19	
	[°]	$\varphi' =$	30	30	30	30	
	[kN/m²]	$c' =$	0	0	0	0	
	[m/s]	$k_B =$	5,00E-06	5,00E-06	5,00E-06	5,00E-06	
	[kN/m²]	$E_s =$	50.000	50.000	50.000	50.000	
	[-]	$n =$	0,45	0,45	0,45	0,45	
	[-]	$S =$	0,90	0,90	0,90	0,90	
Einwirkungen	[kN/m²]	$p =$	10	10	10	10	
	[m]	$z_{A(Abbau)} =$	0,6	0,6	0,6	0,6	
	[s]	$t_{A(Abbau)} =$	5	5	5	5	
	[m]	$z_{A(Wind)} =$	0,24	0,24	0,24	0,24	
	[s]	$t_{A(Wind)} =$	1,2	1,2	1,2	1,2	
	[m]	$z_{A(nat)} =$	0,5	0,5	0,5	0,5	
	[s]	$t_{A(nat)} =$	86400	86400	86400	86400	
Bezeichnung		A10-2	9,0	11,0	13,0	16,0	_NEU.boe

Bruchzustand 1

Böschung h = 10 m



Einheit	Symbol	1	2	3
---------	--------	---	---	---

Teilsicherheitsbeiwerte	[-]	$\gamma_i =$	1,0	1,0	1,0
-------------------------	-----	--------------	-----	-----	-----

Ausnutzungsgrad	[-]	$\mu =$	1,0	1,0	1,0
-----------------	-----	---------	-----	-----	-----

Ergebnisse Berechnung nach E DIN 4084	[°]	$\beta_{DIN} =$	32,2	31,2	34,4
	[m]	$x_2 =$	-18,7	-18,0	-16,5
	[m]	$x_1 =$	25,1	23,0	21,6

Ergebnisse Berechnung unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen	[°]	$\beta_{NEU} =$	30,8	29,2	32,9
	[m]	$x_2 =$	-19,6	-19,4	-16,5
	[m]	$x_1 =$	28,7	25,9	21,6

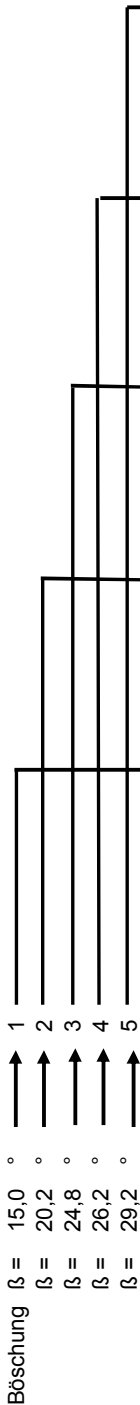
[°]	$\Delta\beta =$	1,4	2,0	1,5
-----	-----------------	-----	-----	-----

Bezeichnung	$\beta_{DIN}$ :	A10	-1	-2	-3	$\beta_{DIN,boe}$
	$\beta_{NEU}$ :	A10	-1	-2	-3	$\beta_{NEU,boe}$

Bruchzustand 2

Strömungsfall 2:  $h_{aw} < h_{ow}$

Böschungshöhe  $h = 10\text{ m}$

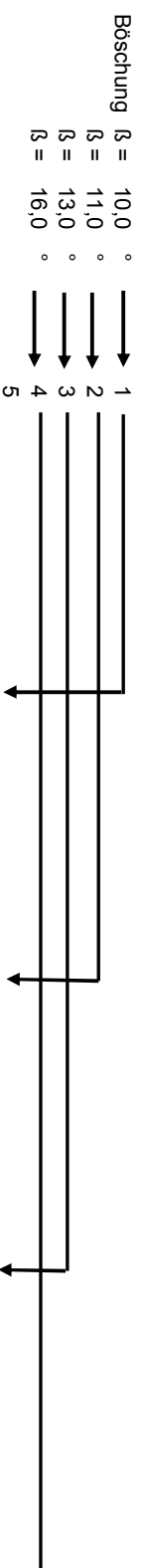


	1		2		3		4		5	
	[m] z <sub>Gleit</sub> =	[-] μ =	[m] z <sub>Gleit</sub> =	[-] μ =	[m] z <sub>Gleit</sub> =	[-] μ =	[m] z <sub>Gleit</sub> =	[-] μ =	[m] z <sub>Gleit</sub> =	[-] μ =
Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_i = 1,0$	0,1	∞	0,1	∞	0,1	∞	0,1	∞	0,1	∞
	0,23	1,35	0,2	∞	0,2	∞	0,2	∞	0,2	∞
	0,25	0,92	0,3	1,72	0,3	∞	0,3	∞	0,3	∞
	0,3	0,63	0,35	1,02	0,4	1,49	0,4	∞	0,4	∞
	0,4	0,53	0,4	0,84	0,5	1,02	0,45	1,5	0,5	1,49
	0,5	0,53	0,5	0,74	1	0,88	0,5	1,21	0,7	1,1
	1	0,52	1	0,72	1,5	0,86	0,55	1,08	1	1,04
	1,5	0,52	1,5	0,7	2	0,84	0,6	1,01	1,5	1,01
	2	0,52	2	0,69			0,7	0,97	2	0,97
							1	0,94	2,5	0,94
Bezeichnung	A10	15	20,2	24,8	26,2	29,2	-2_NEU.boe			

## Bruchzustand 3

### Strömungsfall 2: $h_{aw} < h_{gw}$

**Böschungshöhe  $h = 10\text{ m}$**



	1			2			3			4		
	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]
	x2 =	x1 =	μ =	x2 =	x1 =	μ =	x2 =	x1 =	μ =	x2 =	x1 =	μ =
a* = 10 m	-18,05	65,01	0,52	-16,7	56,7	0,54	-16,0	51,4	1,17	-12,3	34,5	2,80 → ∞
Bezeichnung	A10	10,0		11,0			13,0			16,0		-2_NEU.boe

## Gleitkreisbegrenzung

nach oben:  $h_{GW} = 9,5 \text{ m}$   
nach unten:  $h_{AW} - z_A = 8,5 - 0,84 = 7,66 \text{ m}$

**C Liste der verwendeten Parameter**

<b>Formel- zeichen</b>	<b>Bedeutung</b>	<b>Einheit</b>
$a$	Schutzstreifenbreite, Breite des Sicherheitsstreifens	[m]
$a^*$	Strecke zwischen Schnittpunkt der Seitenhalbierenden mit der Böschung und Gleitkreismittelpunkt (BZ 3)	[m]
$a(t)$	Porenwasserdruckparameter	[-]
$b(t), b$	Porenwasserdruckparameter	[1/m]
$b_i$	Breite des Gleitflächenabschnitts $i$ (Lamellenverfahren)	[m]
$b_L$	Lamellenbreite	[m]
$C_i$	Kohäsionskraft in der Lamelle $i$ eines Gleitkörpers (Lamellenverfahren)	[kN/m]
$c$	Kohäsion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c'$	wirksame (effektive) Kohäsion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c'_s$	Strukturfestigkeit	[kN/m <sup>2</sup> ]
erf $c'_s$	mindestens erforderliche Strukturfestigkeit in der Tiefe $z = d_{krit}$	[kN/m <sup>2</sup> ]
opt $c'_s$	erforderliche Strukturfestigkeit für einen Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,0$ im BZ 2	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c'_d$	Bemessungswert der wirksamen Kohäsion nach DIN 1054(2005)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_c$	Kapillarkohäsion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_i$	Kohäsion in der Gleitfläche der Lamelle $i$ (Lamellenverfahren)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c'_k$	charakteristischer Wert der wirksamen Kohäsion nach DIN 1054(2005)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_{mob}$	rechnerisch im Boden tatsächlich mobilisierte Kohäsion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_w$	Wellengeschwindigkeit	[m/s]
$D(z,t)$	Diffusionskonstante	[-]
$d_{10}$	Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang	[mm]
$d_{60}$	Korndurchmesser bei 60% Siebdurchgang	[mm]
$d_{krit}$	kritische Tiefe	[m]
$E$	Beanspruchung nach E DIN 4084 (2002)	[kN/m]
$E_d$	Bemessungswert der Beanspruchung nach DIN 1054 (2005)	
$E_k$	charakteristische Werte der Beanspruchung nach DIN 1054(2005)	
$E_M$	resultierendes Moment um den Gleitkreismittelpunkt aus Einwirkungen	[kNm/m]
$E_{l,i} ; E_{r,i}$	seitliche Erddrücke an der Lamelle $i$ (Lamellenverfahren)	[kN/m]
$E_s$	Steifemodul	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\Delta E_i$	Differenz der seitlichen Erddrücke (Lamellenverfahren)	[kN/m]
$e$	Porenzahl	[-]
$F$	Einzellast	[kN]
$F_{eff}$	effektive Windwirklänge (effektiver Fetch)	[m]

Formel- zeichen	Bedeutung	Einheit
$F_s$	Strömungskraft	[kN]
$f$	Sicherheitsfaktor im Sinne des Ausnutzungsgrads	[-]
$1/f$	Ausnutzungsgrad des Bemessungswiderstands	[-]
$G$	Gewichtskraft aus Bodeneigengewicht	[kN/m <sup>2</sup> ]
$G_i$	Eigengewicht der Lamelle i (Lamellenverfahren)	[kN/m]
$g$	= 9,81 m/s <sup>2</sup> ; Erdbeschleunigung	[m/s <sup>2</sup> ]
$H$	= 0,02; Henry-Konstante für die Lösbarkeit von Luft in Wasser	[-]
$H_e$	Erdbebenlast	[kN]
$H_S$	Wellenhöhe	[m]
$\Delta H$	Grundwasserspiegeldifferenz	[m]
$h$	Böschungshöhe	[m]
$h_{AW}$	Höhe des Außenwasserstands von der Abbausohle aus gemessen	[m]
$h_{GW}$	Höhe des Grundwasserstands von der Abbausohle aus gemessen	[m]
$h_c$	kapillare Steighöhe	[m]
$h_i$	Höhe der Lamelle i (Lamellenverfahren)	[m]
$h_m$	Wassertiefe	[m]
$h_w$	Standrohrspiegelhöhe	[m]
$h_z$	Standrohrspiegelhöhe in der Tiefe z unter der Gewässersohle	[m]
$h_{z0}$	Standrohrspiegelhöhe an der Gewässersohle	[m]
$h_0$	Wasserstand über der Böschung, mittlere Gewässertiefe	[m]
$\Delta h$	Wasserspiegeldifferenz zwischen Außenwasser- und Grundwasserstand vor der Böschung	[m]
$I_D$	bezogene Lagerungsdichte	[-]
$I_G$	Fließgefälle	[‰]
$i$	hydraulische Gradiente	[-]
$i_P$	Druckgradienten infolge Druckdämpfung bei schnellem Wasserspiegelabsenk	[-]
$k, k_B$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
$k(\theta)$	Durchlässigkeit in Abhängigkeit vom Wassergehalt	[-]
$k_r$	Beiwert zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit im ungesättigten Bereich	[-]
$k_x$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert in x-Richtung	[m/s]
$k_y$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert in y-Richtung	[m/s]
$L$	Wellenlänge	[m]
$L_B$	Ausdehnung des Baggersees in Fließrichtung	[m]

Formelzeichen	Bedeutung	Einheit
$L_{B\ddot{o}}$	Hilfswert zur Definition der mittleren Wassertiefe $h_0$	[m]
$L_1, L_2$	$= L_B/2$	[m]
$l$	Filterweg	[m]
$l_i$	$= b/\cos\vartheta_i$ ; Länge der Gleitlinie oder Bogenlänge des Gleitkreises der Lamelle $i$ , soweit die Kohäsion wirkt (Lamellenverfahren)	[m]
$M$	Gleitkreismittelpunkt (Lamellenverfahren)	
$M_S$	einwirkendes Moment aus Wasserlasten	[kNm/m]
$\Sigma M_R$	Summe der widerstehenden Momente um den Gleitkreismittelpunkt	[kNm/m]
$\Sigma M_S$	Summe der einwirkenden Momente der in $G_i$ und $P_{Vi}$ nicht enthaltenen Einwirkungen um den Gleitkreismittelpunkt	[kNm/m]
$N_i$	Normalkraft in der Bruchfuge von Lamelle $i$	[kN/m]
$n$	Porenanteil, Porenvolumen	[-]
$n_L$	Porenanteil der Porenluft	[-]
$n_P$	$= n_L + n_W$	[-]
$n_W$	Porenanteil des Porenwassers	[-]
$n_0$	Anfangsporenvolumen	[-]
$\Delta n$	Änderung des Porenvolumens	[-]
$P$	Kontaktdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$P_{Vi}$	vertikale Auflasten in Lamelle $i$ (Lamellenverfahren)	[kN/m]
$p$	Verkehrslast (unbegrenzte Flächenlast)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_a$	absoluter statischer Porenwasserdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\Delta p_a$	Luftdruckänderung in den Poren	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_{atm}$	mittlerer atmosphärischer Druck $= 101,3 \text{ kN/m}^2$	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_c$	Kapillardruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_h$	mittlerer Porenwasserdruck nach Tiefe	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_L$	Luftdruck (über Meniskus)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_W$	Wasserdruck (unter Meniskus)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_0$	atmosphärischer Druck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$Q$	Wassermenge	[m <sup>3</sup> /s]
$Q_i$	Gleitflächenkraft in der Bruchfuge von Lamelle $i$ (Lamellenverfahren)	[kN/m]
$q$	Betriebslast (unbegrenzte Flächenlast)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$R$	Widerstände nach E DIN 4084 (2002)	[kN/m]
$R_d$	Bemessungswerte der Widerstände nach DIN 1054(2005)	
$R_k$	charakteristische Werte der Widerstände nach DIN 1054(2005)	

Formel- zeichen	Bedeutung	Einheit
$R_M$	Resultierendes Moment um den Gleitkreismittelpunkt aus Widerständen	[kNm/m]
$r$	Gleitkreisradius	[m]
$S$	Sättigungsgrad	[-]
$S_0$	Ausgangssättigungsgrad	[-]
$S_i$	Scherwiderstand in der Bruchfuge der Lamelle i	[kN/m]
$S_{nat}$	zusätzliche Strömungskraft infolge natürlicher Wasserspiegelschwankungen	[kN/m]
$S_S$	spezifischer Speicherkoeffizient	[1/m]
$T$	hangabwärts gerichtete Komponente	[kN/m <sup>2</sup> ]
$T_W$	Wellenperiode	[s]
$T_i$	Tangentialkraft in der Bruchfuge von Lamelle i (Lamellenverfahren)	[kN/m]
$t$	Zeitkoordinate	[s]
$t_A$	Absunkzeit	[s]
$t_{A(Abbau)}$	Absunkzeit infolge Abbauwellen	[s]
$t_{A(nat)}$	Absunkzeit infolge natürlicher Wasserspiegelschwankungen	[s]
$t_{A(Wind)}$	Absunkzeit infolge Windwellen	[s]
$t_A^*$	maßgebende Absunkzeit	[s]
$t_{min}$	Mindest-Windwirklänge	[h]
$U$	= $d_{10}/d_{60}$ ; Ungleichförmigkeitsgrad	[-]
$U_i$	Resultierende Porenwasserdruckkraft auf die Gleitfläche der Lamelle i (Lamellenverfahren)	[kN/m]
$u$	neutrale Spannung, Porenwasserdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$u_a$	Porengasdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$u_h(z), u_h$	hydrostatischer Porenwasserdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$u_i$	Porenwasserdruck auf die Gleitfläche der Lamelle i (Lamellenverfahren)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$u_t(z), u_t$	totaler Porenwasserdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$u_w$	Porenfluiddruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\Delta u(z, t), \Delta u(z)$	welleninduzierter Porenwasserüberdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\Delta u_i$	Porenwasserüberdruck auf die Gleitfläche der Lamelle i (Lamellenverfahren) infolge Konsolidieren des Bodens	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\max \Delta u(d_{krit})$	maximaler Porenwasserüberdruck in der Tiefe $z = d_{krit}$	[kN/m <sup>2</sup> ]
$V$	Volumen des Bodenelements	[m <sup>3</sup> ]
$V_L$	Volumen der Porenluft	[m <sup>3</sup> ]
$V_P$	= $V_L + V_W$	[m <sup>3</sup> ]
$V_W$	Volumen des Porenwassers	[m <sup>3</sup> ]



Formelzeichen	Bedeutung	Einheit
$v$	Filtergeschwindigkeit	[m/s]
$v_{ZA}$	Absunkgeschwindigkeit	[m/s]
$v_{ZA(Abbau)}$	Absunkgeschwindigkeit infolge Abbau	[m/s]
$v_{ZA(nat)}$	Absunkgeschwindigkeit infolge natürlicher Wasserspiegelschwankungen	[m/s]
$v_{ZA(Wind)}$	Absunkgeschwindigkeit infolge Wind	[m/s]
$W$	Abschnitt 7: Widerstandskraft	[kN/m <sup>2</sup> ]
$x_1, x_2$	Koordinatenachsen	[m]
$y$	Ortshöhe	[m]
$z$	Gravitationspotential; Bodentiefe unter der Gewässersohle	[m]
$z_A$	Absunkmaß	[m]
$z_A(Abbau)$	Absunkmaß infolge Abbauwellen	[m]
$z_A(nat)$	Absunkmaß infolge natürlicher Wasserspiegelschwankungen	[m]
$z_A(Wind)$	Absunkmaß infolge Windwellen	[m]
$z_{Gleit}$	Tiefe der untersuchten böschungsp parallelen Gleitfuge	[m]
$\alpha$	Volumenkompressibilität des Bodens = $(\gamma_w/k_B) \cdot \alpha_E$	[s/m <sup>2</sup> ]
$\alpha_E$	= $1/E_s$ ; Kompressibilität des Bodens	[m <sup>2</sup> /kN]
$\alpha_0$	Benetzungswinkel	[°]
$\beta$	Neigungswinkel der Oberfläche der Böschung zur Waagerechten	[°]
$\beta_{DIN}$	maximal möglicher Böschungswinkel aus der Berechnung nach Norm	[°]
$\beta_F$	Volumenkompressibilität des Porenfluids	[m <sup>2</sup> /kN]
$\beta_{NEU}$	maximal möglicher Böschungswinkel aus einer Berechnung unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen	[°]
$\beta_{NEU(BZ1)}$	maximal möglicher Böschungswinkel aus einer Berechnung unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen für BZ 1	[°]
$\beta_W$	Volumenkompressibilität des reinen Wassers = $4,2 \times 10^{-7}$ m <sup>2</sup> /kN	[m <sup>2</sup> /kN]
$\beta_{Wi}$	Winkel zwischen der Richtung der Strömung und der Waagerechten	[°]
max $\beta$	maximal möglicher Böschungswinkel bei Ansatz einer böschungsp parallelen Strömung	[°]
max $\beta_{NEU}$	maximal möglicher Böschungswinkel aus einer Berechnung unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen und einer Strukturfestigkeit für BZ 2	[°]
$\Delta\beta$	= $\beta_{DIN} - \beta_{NEU}$	[°]
$\chi$	Verhältnis wassergefüllte Fläche zur gesamten Schnittfläche	[-]
$\varepsilon(z, t)$	Volumendehnung im Boden	[-]
$\phi$	Standrohrspiegelhöhe	[m]

Formel- zeichen	Bedeutung	Einheit
$\gamma$	Wichte des feuchten Bodens	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma'$	Wichte des Bodens unter Auftrieb	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_F$	Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen nach DIN 1054(2005)	[-]
$\gamma_R$	Teilsicherheitsbeiwert der Widerstände nach DIN 1054(2005)	[-]
$\gamma_W$	Wichte des Wassers	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{aw}$	Wichte des Gas-Wasser-Gemisches	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für die Kohäsion nach DIN 1054(2005)	[-]
$\gamma_i$	Teilsicherheitsbeiwert, allgemein	[-]
$\gamma_{sat}$	Wichte des gesättigten Bodens	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_\varphi$	Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungsbeiwert $\tan\varphi$ nach DIN 1054(2005)	[-]
$\eta$	Sicherheitsfaktor nach Fellenius für die Böschungsstandsicherheit, globale Sicherheit nach DIN 1054 (1976)	[-]
$\eta_r$	Sicherheit für die Reibung nach DIN 4084 (1981)	[-]
$\eta_c$	Sicherheitsfaktor für die Kohäsion nach DIN 4084 (1981)	[-]
$\vartheta_i$	Neigungswinkel der Gleitlinie gegen die Horizontale in der Schwerlinie der Lamelle i (Lamellenverfahren)	[°]
$\lambda$	Windgeschwindigkeit	[m/s]
$\mu$	Ausnutzungsgrad der Bemessungswiderstände nach E DIN 4084(2002)	[-]
$\sigma$	totale Spannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'$	wirksame (effektive) Spannung im Boden	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_0$	spezifische freie Oberflächenenergie (Oberflächenspannung)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\tau$	aus der Belastung resultierende Scherfestigkeit im Boden	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\tau_f$	im Boden tatsächlich vorhandene Scherfestigkeit	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$	Winkel der inneren Reibung	[°]
$\varphi'$	wirksamer Winkel der inneren Reibung	[°]
$\varphi'_d$	Bemessungswert des Reibungswinkels nach DIN 1054(2005)	[°]
$\varphi_i$	Reibungswinkel in der Gleitlinie der Lamelle i (Lamellenverfahren)	[°]
$\varphi'_k$	charakteristischer Wert des Reibungswinkels nach DIN 1054(2005)	[°]
$\varphi_{mob}$	rechnerisch im Boden tatsächlich mobilisierter Reibungswinkel	[°]
$\theta$	volumetrischer Wassergehalt	[%]
$\psi$	bezogenes Matrixpotential (Saugspannung), angegeben als Druckhöhe	[m]
$\psi_h$	hydraulisches Potential	[m]

**Bezeichnungen im Abschnitt 7**

<b>Bezeichnung</b>	<b>Bedeutung</b>
A	Variation der Böschungshöhe
A-Strö1	Variation der Böschungshöhe im Strömungsfall 1
A-Strö2	Variation der Böschungshöhe im Strömungsfall 2
A-Strö3	Variation der Böschungshöhe im Strömungsfall 3
B1	Variation der Wichte des Böschungsmaterials
B2	Variation des Reibungswinkels des Böschungsmaterials
B3	Variation des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts des Böschungsmaterials
BZ1	Bruchzustand 1: globale Standsicherheit
BZ2	Bruchzustand 2: böschungsparelle Gleitfuge (lokale Sicherheit)
BZ3	Bruchzustand 3: Gleitkreis in der Wasserwechselzone (lokale Sicherheit)
C	Variation der Wasserspiegeldifferenz zwischen Außen- und Grundwasserspiegel
Strö1 DIN	Strömungsfall 1, Berechnung nach DIN
Strö1 NEU	Strömungsfall 1, Berechnung unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen
Strö2 DIN	Strömungsfall 2, Berechnung nach DIN
Strö2 NEU	Strömungsfall 2, Berechnung unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen
Strö3 DIN	Strömungsfall 3, Berechnung nach DIN
Strö3 NEU	Strömungsfall 3, Berechnung unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen

---

Bisher erschienen:

- |              |   |
|--------------|---|
| Heft 1/1999  | KLAUS MAAS: Modellierung gekrümmter Flächen zur Unterstützung der markscheiderischen Bearbeitung von Speicherkavernen im Salzgebirge                                  |
| Heft 2/1999  | THOMAS BÜRGER: Entwicklung eines Systems für CAD-gerechte As-Built Dokumentation verfahrenstechnischer Anlagen unter Nutzung der digitalen Nahbereichsphotogrammetrie |
| Heft 3/2000  | JANETTE LINKE: Zur Analyse der Geometrie und Beurteilung von geodätischen und mechanischen Netzen unter Verwendung von Balancierungsfaktoren                          |
| Heft 4/2001  | ANDREAS STREERATH: Analyse und Modellierung großräumiger bergbaubedingter Senkungen aus photogrammetrischen Beobachtungen   |
| Heft 5/2001  | CHRISTIAN FISCHER: Eignung hyperspektraler Fernerkundungsdaten zur Erfassung von Umweltauswirkungen des Steinkohlenbergbaus   |
| Heft 6/2001  | ENRICO MARKUS: Unternehmensübergreifende Koordination von Flächenrecyclingprojekten auf Basis einer integrierten Groupwarelösung                                      |
| Heft 7/2004  | SVEN SCHWERDT: Untersuchungen zur Ableitung eines Bemessungsverfahrens für die Überbrückung von Erdeinbrüchen unter Verwendung von Geokunststoffbewehrungen           |
| Heft 8/2005  | SANDRA FAHLAND: Verformungsverhalten einer kombinierten Bogen-Gewichtsstaumauer unter Betriebsbedingungen   |
| Heft 9/2005  | LUTZ PETRAT: Das Potenzial der Multi-Basislinien Radarinterferometrie zur Detektion kleinräumiger vertikaler Bodenbewegungen  |
| Heft 10/2005 | ANDREA RICHWIEN: Untersuchungen zur Standsicherheit von Unterwasserböschungen aus nichtbindigen Bodenarten  |

**ISBN 3-938924-03-9**